
Documents scientifiques et techniques

Bétons fibrés à ultra-hautes performances
Ultra High Performance Fibre-Reinforced
Concretes

Recommandations
Recommendations

Edition révisée, Juin 2013
Revised edition, June 2013

Le présent document constitue une version révisée des recommandations AFGC sur les Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP) dont une première version a été publiée en janvier 2002. Cette nouvelle version éditée à la demande du Comité Scientifique et Technique de l'AFGC, a été rédigée par le groupe de travail AFGC / SETRA sur les "Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances" animé par Jacques Resplendino (SETEC TPI).

Cette nouvelle version, rendue nécessaire par l'entrée en vigueur des Eurocodes, comporte les évolutions suivantes :

- Chapitre 1 (comportement et caractéristiques mécaniques des BFUP) prise en compte des retours d'expérience et amélioration des méthodes de caractérisation et de contrôle des matériaux,
- Chapitre 2 (Méthode de dimensionnement des structures) réécriture complète de ce chapitre pour le mettre en cohérence avec le nouveau règlement européen de calcul des structures en béton (Eurocode 2),
- Chapitre 3 (Durabilité des BFUP) : prise en compte de l'évolution des connaissances sur la résistance au feu, la résistance à l'abrasion, et les performances de durabilité des BFUP,
- Apparition d'un nouveau chapitre 4 développement durable qui fait le point sur les retours d'expériences d'utilisation de ces matériaux selon les critères du développement durable.

Membres du groupe AFGC sur les BFUP, ayant participé à l'élaboration / validation du document :

Florent BABY	(IFSTTAR-LCPC)
Véronique BAROGHEL-BOUNY	(IFSTTAR-LCPC)
Mouloud BEHLOUL	(LAFARGE)
Sébastien BRISARD	(Sétra puis / then NAVIER)
Myriam CARCASSES	(LMDC INSA-UPS Toulouse)
Gilles CHANVILLARD	(LAFARGE)
Dominique CORVEZ	(LAFARGE)
Bernard FOURE	(Consultant)
Philippe FRANCISCO	(CERIB)
Grégory GENEREUX	(Sétra)
Ziad HAJAR	(EIFFAGE)
Maxime LION	(EDF)
Philippe LUSSOU	(LAFARGE)
Pierre MARCHAND	(Sétra puis IFSTTAR)
Jean-Christophe MINDEGUIA	(Université de Bordeaux)
Ludovic MISSEMER	(VICAT)
Jean-Marie PAILLE	(SOCOTEC)
Pierre PERRIN	(Sétra)

This document is a new version of the AFGC recommendations on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC) first published in January 2002. The new version, requested by the AFGC's Scientific and Technical Committee, was drafted by the AFGC/SETRA working group on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete chaired by Jacques Resplendino (SETEC TPI).

The new version, mainly motivated by compatibility with entering in force of the Eurocodes, comprises the following changes:

- Chapter 1 (constitutive and mechanical properties of UHPFRC) includes feedback and improvement of concrete characterisation and testing methods,
- Chapter 2 (structural design methods) has been completely rewritten to be consistent with the new European structural design code for concrete (Eurocode 2),
- Chapter 3 (durability of UHPFRC) takes into account the latest developments in terms of fire resistance, abrasion resistance and durability performance of UHPFRC,
- Chapter 4 is a new chapter on sustainable development which analyses feedback on the use of this material in terms of sustainable development.

Members of the AFGC Working Group on UHPFRC who contributed to drafting and validating the document:

Pierre PIMIENTA	(CSTB)	
Bruno RADIGUET	(Bouygues)	
Jacques RESPLENDINO	(SETEC TPI)	Animateur du groupe/ Group Chairman
Damien ROGAT	(VICAT)	
Patrick ROUGEAU	(CERIB)	
Pierre ROSSI	(IFSTTAR-LCPC)	
Alain SIMON	(EIFFAGE)	
Herbert TIGRI	(CERIB)	
Thierry THIBAUX	(EIFFAGE)	
François TOUTLEMONDE	(IFSTTAR)	

Une mention spéciale est apportée à Bernard Fouré pour les nombreuses notes techniques mises à la disposition du groupe pour la révision du chapitre 2.

La version anglaise de ces « Recommandations » a été préparée par Rosemary Kneipp

La coordination a été assurée par Jocelyne Jacob (SETRA), Secrétaire Générale de l'AFGC et Pierre Marchand (SETRA et IFSTTAR), Secrétaire technique du groupe de travail.

Le document a été relu par le professeur Emmanuel Ferrier et par Laurent Izoret au nom du comité scientifique et technique de l'AFGC.

Les photos présentées dans le document ont été fournies par le Eiffage, Lafarge, le Sétra, Vicat, l'IFSTTAR et le CSTB.

A special mention has to be made to Bernard Fouré who has provided many technical notes to the group for the revision of the chapter 2.

Translation into English has been prepared by Rosemary Kneipp

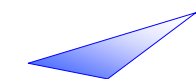
Co-ordination by Jocelyne Jacob (SETRA), AFGC Publications Manager, and Pierre Marchand (SETRA then IFSTTAR), Technical Secretary of the Working Group.

The present document was checked by Pr. Emmanuel Ferrier and by Laurent Izoret, representing AFGC scientific and technical committee.

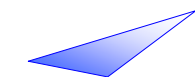
Pictures presented in the document have been provided by Eiffage, Lafarge, Sétra, Vicat, IFSTTAR and CSTB.

SOMMAIRE / CONTENTS

Introduction	8
<i>Introduction</i>	
Notations	13
<i>Notations</i>	
 Partie 1	 17
<i>Part 1</i>	<i>Characterization of UHPFRC at different stages of a project</i>
1.1 Généralités	17
<i>General</i>	
1.2 Démarche globale applicable à un projet en BFUP	17
<i>Overall design approach for a project using UHPFRC</i>	
1.3 Résistance à la compression	22
<i>Compressive strength</i>	
1.4 Comportement en traction	25
<i>Tensile constitutive law</i>	
1.5 Module d'élasticité statique	47
<i>Static modulus of elasticity</i>	
1.6 Coefficient de Poisson	47
<i>Poisson's ratio</i>	
1.7 Coefficient de dilatation thermique	48
<i>Thermal expansion coefficient</i>	
1.8 Influence d'un traitement thermique	48
<i>Effect of heat treatment</i>	
1.9 Retrait - Fluage	49
<i>Shrinkage - Creep</i>	
1.10 Résistance aux chocs	51
<i>Impact strength</i>	
1.11 Etude, fabrication et mise en œuvre des BFUP	53
<i>Design, batching, and placement of UHPFRC</i>	
1.12. Epreuves	38
<i>Tests</i>	
 Partie 2	 78
<i>Part 2</i>	<i>Structural design methods</i>
2.1 Généralités	78
<i>General</i>	
2.2 Lois de comportement matériau prises en compte dans les calculs	81
<i>Material constitutive law taken into account in the design</i>	
2.3 Exigences vis-à-vis de la durabilité	89
<i>Requirements for durability</i>	



2.4	Justifications aux états limites ultimes <i>Ultimate limit states (ULS) verifications</i>	98
2.5	Justifications aux états limites de service <i>Serviceability limit states (SLS) verifications</i>	114
2.6	Dispositions constructives et pressions localisés <i>Detailing and partially loaded areas</i>	127
2.7	Comportement sismique des structures en BFUP <i>Seismic behaviour of UHPFRC structures</i>	142
Partie 3 <i>Part 3</i>	Durabilité des BFUP <i>Durability of UHPFRC</i>	144
3.1	Introduction <i>Introduction</i>	144
3.2	Dégradations considérées <i>Damage considered</i>	145
3.3	Agressions « classiques » et indicateurs de durabilité liés à ces agressions <i>“Ordinary” aggressive environments and related durability indicators</i>	146
3.4	Risques potentiels particuliers liés à la nature des BFUP <i>Particular potential risks relating to the nature of UHPFRC</i>	150
Partie 4 <i>Part 4</i>	Développement durable <i>Sustainable development</i>	163
Bibliographie <i>Bibliography</i>		166
Annexe 1 <i>Annex 1</i>	Obtention des valeurs caractéristiques <i>Determination of characteristic values</i>	176
Annexe 2	Comportement en compression – Résistance - Module d'élasticité <i>Compressive behaviour – Compressive strength - Modulus of elasticity</i>	177
Annexe 3	Protocole expérimental des essais de flexion sur prismes et méthode d'exploitation <i>Experimental procedure for bending tests on prisms and analysis method</i>	184
Annexe 4 <i>Annex 4</i>	Caractérisation d'un BFUP utilisé en plaque mince à partir d'essais de flexion <i>Characterization of UHPFRC used for thin slabs, using flexural tests</i>	196
Annexe 5 <i>Annex 5</i>	Essais exigés dans le cadre des épreuves d'étude, de convenue et de contrôle <i>Design, suitability and inspection tests to be carried out</i>	213
Annexe 6	Essais de convenue – précisions et exemples de détermination des coefficients K	218



Annex 6	<i>Suitability tests – additional considerations and examples of determinatin of K factors</i>	
Annexe 7	Retrait – fluage	232
Annex 7	<i>Shrinkage - Creep</i>	
Annexe 8	Résistance aux chocs des BFUP	246
Annex 8	<i>UHPFRC impact strength</i>	
Annexe 9	Caractéristiques indicatives de quelques BFUP	249
Annex 9	<i>Characteristics of some UHPFRC</i>	
Annexe 10	Compléments et commentaires sur les calculs d'ouverture de fissure à l'ELS du chapitre 2	252
Annex 10	<i>Addenda and comments on crack width calculation at SLS with respect to chapter 2</i>	
Annexe 11	Test de transfert pour des ancrages de précontrainte utilisés dans un BFUP	256
Annex 11	<i>Transfer tests for post-tensioning system used with UHPFRC</i>	
Annexe 12	Résistance au séisme des BFUP	265
Annex 12	<i>Seismic behaviour of UHPFRC</i>	
Annexe 13	Modélisation numérique et ingénierie des BFUP	276
Annex 13	<i>Numerical modelling and engineering of UHPFRC</i>	
Annexe 14	Teneur en portlandite de différents types de bétons	283
Annex 14	<i>Portlandite content of different types of concrete</i>	
Annexe 15	Comportement au feu des BFUP	285
Annex 15	<i>Fire behaviour of UHPFRC</i>	
Annexe 16	Monographies d'ouvrages en BFUP réalisés entre 1997 et 2011	313
Annex 16	<i>Description of structures made of UHPFRC between 1997 and 2011</i>	

Introduction

Les présentes recommandations sur les Bétons Fibrés à Ultra Hautes Performances (BFUP) ont pour but la définition d'un référentiel destiné à permettre l'emploi de ces matériaux dans le domaine de la construction.

Par bétons fibrés à ultra-hautes performances, on entend des matériaux à matrice cimentaire, de résistance caractéristique à la compression supérieure à 150 MPa, et pouvant aller jusqu'à 250 MPa.

Les BFUP structurels concernés par les présentes recommandations se distinguent des bétons à hautes et très hautes performances :

par une résistance en traction post-fissuration importante, obtenue par l'emploi systématique d'un fort dosage en fibres métalliques (supérieur à 2% en volume) permettant d'obtenir un comportement ductile en traction, et de s'affranchir des armatures passives traditionnelles dans de nombreux cas.

par leur composition et leur fort dosage en liant qui conduit à l'absence de toute porosité capillaire permettant d'assurer une grande durabilité et garantit la pérennité des fibres dans la masse du béton. La capacité d'auto-cicatrisation des fissures assure le maintien à long terme de la résistance en traction sous réserve de vérifier certaines valeurs limites d'ouverture des fissures.

par leur résistance en traction directe de la matrice systématiquement supérieure à 7 MPa.

Avec les BFUP structurels traités dans les présentes recommandations, on recherche un fonctionnement basé sur la résistance à la traction apportée par les fibres après fissuration de la matrice cimentaire. Lorsque cette résistance est suffisante, selon le fonctionnement de la structure et les charges auxquelles elle est soumise, on peut se dispenser d'armatures classiques.

De façon générale, on vise à supprimer les armatures forfaitaires ainsi que certaines armatures secondaires (ex : armatures de peau, ferrailage minimum d'effort tranchant, ...) pour ne mettre en œuvre que les armatures passives ou actives principales ou secondaires requises par le calcul dans le cas où la résistance aux efforts ne peut être apportée par les fibres seules.

Ce document intègre l'expérience de plus de quinze ans d'utilisation de BFUP structurel sur ouvrages réels depuis les premières applications industrielles (poutres de la centrale nucléaire de Cattenom par exemple) jusqu'aux ouvrages les plus récents (voir monographies en annexe 16), ainsi que vingt ans de recherches en laboratoire.

Les BFUP qui entrent dans le champ des présentes recommandations et qui sont actuellement disponibles sur le marché en France sont :

Introduction

These Recommendations on Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC) are intended as a reference guideline for the use of this new material in structural applications.

Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete are materials with a cement matrix and a characteristic compressive strength of more than 150 MPa and a maximum of 250 MPa.

The structural UHPFRCs concerned by these recommendations differ from high-performance and very high-performance concretes in the following respects:

their high post-cracking tensile strength obtained by the systematic use of a high percentage of steel fibres (more than 2% in volume) in order to achieve ductile behaviour under tension dispense with the need for traditional passive steels in many cases;

their mix-design and high binder content which eliminates capillary porosity resulting in good durability of the fibres inside UHPFRC. Their self-healing crack capacity ensures long-term retention of tensile strength provided certain crack width limits are verified;

the direct tensile strength of the matrix which is systematically greater than 7 MPa.

The aim of the structural UHPFRCs addressed in these recommendations is to achieve high tensile strength through participation of the fibres after cracking of the cement matrix. When this tensile strength is sufficiently high, depending on the way the structure works and the loads to which it is subjected, conventional reinforcements can be dispensed with.

Generally speaking, all minimum reinforcements and certain secondary reinforcements e.g. surface reinforcements and minimum shear reinforcements, are eliminated, leaving only the main or secondary prestressing tendons or reinforcing steel explicitly required when resistance to design forces cannot be provided by the fibres alone.

These recommendations are based on more than fifteen years of experience in using structural UHPFRC in real-life structures from the first industrial applications (e.g. girders at Cattenom nuclear power plant) to the most recent constructions (see monograph in Annex 16) and twenty years of laboratory research.

The different types of UHPFRC covered by these

- les différents bétons DUCTAL[®], incluant le BPR, issus du programme de recherche entre BOUYGUES, LAFARGE et RHODIA et commercialisés en France par LAFARGE,

- le BSI/CERACEM[®] développé par le groupe EIFFAGE avec la société SIKA,

- le BCV[®] développé par le cimentier Vicat et le groupe Vinci.

D'autres BFUP ont fait l'objet d'applications diverses :

- le CEMTEC-multiscale[®] développé par le LCPC (devenu IFSTTAR), mis en œuvre sur plusieurs ouvrages en Suisse, en Slovénie et au Canada,
- des matériaux d'étude développés en laboratoire par EDF et par le CERIB.

A l'étranger on peut noter la technologie CRC développée par Aalborg Portland Cement (Densit) au Danemark. Quelques produits se développent en Allemagne, sachant que ce sont essentiellement les technologies BSI/CERACEM[®] et Ductal[®] qui sont utilisées en Europe de l'Ouest, et que Ductal[®] constitue la technologie principale diffusée en Asie, en Australie, et en Amérique du Nord (USA, Canada).

D'autres BFUP ont également vu le jour au Japon.

Il convient de noter que de nombreuses applications non structurelles utilisent des matériaux apparentés aux BFUP comportant peu ou pas de fibres métalliques (mais pouvant contenir des fibres minérales ou organiques).

Ces matériaux peuvent utiliser les principes de caractérisation développés dans les présentes recommandations, mais les justifications de ces applications passent nécessairement par des essais de résistance en vraie grandeur permettant de justifier la résistance et les performances des éléments par rapport aux spécifications requises.

En outre, de nombreux travaux de recherche continuent de développer de nouvelles formulations permettant d'accroître le champ des applications potentielles des BFUP.

Parmi les axes de recherche, on peut noter :

- la mise au point de formulations visant à baisser la teneur en liant, la compacité et/ou à diminuer la résistance caractéristique en compression du matériau tout en maintenant une teneur en fibres métalliques élevée permettant de garantir la ductilité et la non fragilité en flexion (voir partie 2, §2.1). Dans le cas de tels développements, l'ensemble des

recommendations and currently marketed in France are:

the different kinds of Ductal[®] concrete, including RPC (reactive powder concrete), resulting from joint research conducted by Bouygues, Lafarge, and Rhodia, and marketed in France by Lafarge,

BSI/CERACEM[®] concrete developed jointly by Eiffage and Sika,

BCV[®] concrete developed by the cement manufacturer Vicat and Vinci construction consortium.

Other types of UHPFRC have been developed for various applications:

- *CEMTEC-multiscale[®] concrete developed by LCPC (now IFSTTAR, the national highways laboratory in France) and used for a number of construction projects in Switzerland, slovenia and Canada,*
- *laboratory materials developed by EDF and CERIB.*

An example of technology developed outside France is CRC concrete manufactured by Aalborg Portland Cement (Densit) in Denmark. Several products are being developed in Germany, although BSI/CERACEM[®] and Ductal[®] are the main technologies used in Western Europe and Ductal[®] is the principal technology used in Asia, Australia and North America (USA, Canada).

Other UHPFRC products have also been launched on the market in Japan.

It should be noted that numerous non structural applications use UHPFRCs which have no or very few steel fibres (but can still contain mineral and organic fibres).

These materials can be characterized on the principles developed in these recommendations, but in view of structural assessment for applications, full-scale tests must be carried out to determine whether the strength and performance characteristics of the components meet the required specifications.

In addition to this, numerous research projects continue to develop new mixes designed to increase the field of potential applications of UHPFRC.

Research includes the following:

- *the development of mixes aimed at decreasing the binder content and compactness and/or reducing the characteristic compressive strength of the concrete while maintaining a high percentage of steel fibres in order to*

principes de caractérisation et de calculs des recommandations peut être utilisé. Il conviendra par contre de vérifier les performances de ces matériaux en terme de durabilité, de déformabilité instantanée et différée et les dispositions constructives (adaptation des critères d'enrobage, des longueurs d'ancrage, ...). Les essais relatifs aux indicateurs de durabilité du chapitre 3 permettront de caractériser les performances réelles de ces matériaux vis-à-vis de la durabilité, notamment la pérennité des fibres,

- mise au point de formulations dans lesquelles on conserve une matrice cimentaire type BFUP traditionnel (résistance supérieure à 150 MPa et propriétés de durabilité associées) mais où l'on diminue sensiblement le taux de fibres métalliques en recherchant un fonctionnement mixte combinant fibres et aciers passifs. Si on utilise de telles formulations pour des applications structurelles, l'exigence de non fragilité imposera de fait le recours à un ferrailage passif systématique. La justification de telles applications sort du cadre du chapitre 2 du présent document et nécessite des approches et justifications spécifiques permettant de garantir l'atteinte des performances requises. Pour ces matériaux, on peut noter que les règles relatives à la caractérisation et au calcul structurel des présentes recommandations ont été établies en se basant sur des mécanismes physiquement continus, ce qui peut permettre leur extrapolation pour établir des règles spécifiques qui devraient néanmoins être complétées par des essais sur prototypes. L'attention est attirée sur le fait, qu'en cas de faibles taux de fibres, la dispersion lors de la mise en œuvre peut conduire à des zones sans fibres, donc potentiellement fragiles.

guarantee ductility and absence of brittleness under flexural loading (see part 2, §2.1). In this case, all the characterisation and design principles given in these recommendations can be used. It is important, however, to check the performance characteristics of these concretes in relation to durability, instantaneous and delayed deformability and to adjust appropriate detailing (adaptation of concrete cover criteria, anchor lengths, etc.). The tests relating to durability indicators in Chapter 3 can be used to determine the real performance characteristics of these materials in terms of durability particularly with respect to the fibres protection;

- *the development of mixes in which a traditional UHPFRC cement matrix is kept (strength greater than 150 MPa and the associated durability properties) but in which the steel fibre content is considerably reduced in order to obtain a joint contribution of fibres and classical steel reinforcement. If this type of mix is used for structural applications, conventional steel reinforcement must be systematically used to meet the non-brittleness requirement. This type of application is not covered by Chapter 2 of this document and requires special approaches and tests to guarantee compliance with the specified performance characteristics. For these concretes, it can be noted that the characterisation and structural design rules set out in these recommendations are based on physically continuous mechanisms which can be extrapolated to establish specific rules for certain applications. These, however, should be completed with prototype tests. It is important to note that, in the case of a low fibre content UHPC, scatter during placement can lead to fibreless and therefore potentially brittle areas.*

Les présentes recommandations se composent de quatre parties.

Une première partie, consacrée à la caractérisation du matériau BFUP, définit des spécifications portant sur les performances mécaniques à obtenir et des recommandations sur la caractérisation des BFUP. Cette partie traite également du contrôle en cours de fabrication et sur produits finis ainsi que des modes opératoires de mise en œuvre.

Une deuxième partie porte sur la conception et le calcul de structures en BFUP ; elle est rédigée en suivant le plan de l'Eurocode 2, en le modifiant et en le complétant pour intégrer la participation des fibres et l'existence d'éléments non précontraints et/ou non armés.

Une troisième partie porte sur la durabilité des BFUP, la résistance au feu, et la résistance à l'abrasion. La durabilité est en effet un des avantages potentiels majeurs de ces matériaux, qui peut en permettre la valorisation, si l'on prend en compte une approche globale du coût pour l'utilisateur, notamment pour des applications exigeantes, et vient s'ajouter aux avantages de légèreté, liberté de forme, etc.

Une quatrième partie fait le point sur les retours d'expériences d'utilisation de ces matériaux en lien avec les critères du développement durable.

These recommendations consist of four parts.

The first part, devoted to UHPFRC material characterisation, defines specifications relating to the mechanical performance to be obtained and recommendations for characterising UHPFRC. This part also deals with quality control during UHPFRC production and on cast components, as well as placement methods.

The second part deals with the design of UHPFRC structures. It follows the plan of Eurocode 2 amended and complemented to include the participation of fibres and the existence of non-prestressed and/or non-reinforced components.

The third part deals with the durability of UHPFRC and fire and abrasion resistance. Durability is one of the main potential advantages of this material and could stimulate market development, provided a comprehensive cost approach for users is adopted, including such criteria as lightness, durability and shaping possibilities.

The fourth part analyses feedback on the use of this material in terms of sustainable development.

Notations

Les notations ci-dessous sont utilisées dans les parties 1 et 2 de ces présentes recommandations ainsi que dans certaines annexes.

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

Notations

Notations below are used in chapters 1 and 2 of these recommendations and also in some annexes.

Notations non specific to UHPFRC, coming from Eurocodes are in general not mentioned in the list hereafter.

a : largeur et hauteur des prismes testés en flexion 3 points ou 4 points / *Width and depth of prisms tested in 3 points or 4 points bending tests.*

e : épaisseur de l'élément / *Element thickness.*

c_{min} : enrobage minimal / *Minimal concrete cover.*

c_{min,p} : enrobage minimal vis-à-vis des conditions de mise en place du béton / *Minimal concrete cover for concrete placement.*

e_h : distance libre horizontale entre armatures / *Horizontal clear spacing between passive steel.*

e_v : distance libre verticale entre armatures / *Vertical clear spacing between passive steel.*

f_{crack} : contrainte de début de fissuration ou de perte de linéarité dans les essais 4 points non entaillés / *Stress corresponding to the beginning of crack or loss of linearity in 4 points bending test with unnotched prisms.*

f_c : résistance en compression / *Compressive strength.*

f_{ci} : résistance à la compression à 28 j effectuée sur une gâchée dérivée pendant l'épreuve d'étude / *28 days compressive strength on a derived mix during the design test.*

f_{ck} : limite de résistance caractéristique en compression / *Characteristic compressive strength.*

f_{ck,req} : valeur requise de la résistance en compression lors des épreuves d'étude / *Required compressive strength during design test.*

f_{cm} : résistance moyenne en compression / *Mean compressive strength.*

f_{cd} : résistance de calcul en compression / *Design compressive strength.*

f_{ct,el} : limite d'élasticité en traction / *Limit of elasticity under tension.*

f_{ctk,el} : limite d'élasticité caractéristique en traction / *Characteristic limit of elasticity under tension.*

f_{ctk,el,req} : limite d'élasticité caractéristique en traction requise lors des épreuves d'étude / *Required characteristic limit of elasticity under tension during design test.*

f_{cti,el} : limite d'élasticité en traction obtenue sur l'éprouvette i / *Limit of elasticity under tension obtained on prism number i.*

f_{ctm,el} : limite d'élasticité moyenne en traction / *Mean limit of elasticity under tension.*

f_{ctf} : contrainte maxi post-fissuration / *Maximal post-cracking stress.*

f_{ctfk} : contrainte maximale caractéristique post-fissuration / *Characteristic maximal post-cracking stress.*

f_{ctfm} : contrainte maximale moyenne post-fissuration / *Mean maximal post-cracking stress.*

$f_{ctf,1\%}$: contrainte post-fissuration correspondant à une ouverture de fissure de $0,01H$ où H est la hauteur du prisme d'essai de flexion associé aux dimensions de la structure / *Post-cracking stress corresponding to a crack width of $0.01H$, H being the height of the bending test specimen corresponding to the thickness of the structure.*

$f_{ctf,1\%,k}$: contrainte caractéristique post-fissuration correspondant à une ouverture de fissure de $0,01H$ où H est la hauteur du prisme d'essai de flexion associé aux dimensions de la structure / *Characteristic post-cracking stress corresponding to a crack width of $0.01H$, where H is the depth of the tested prism with dimensions complying with the structures dimensions.*

$f_{ctf,1\%,m}$: contrainte moyenne post-fissuration correspondant à une ouverture de fissure de $0,01H$ où H est la hauteur du prisme d'essai de flexion associé aux dimensions de la structure / *Mean post-cracking stress corresponding to a crack width of $0.01H$, where H is the depth of the tested prism with dimensions complying with the structures dimensions.*

$f_{ct,n}$: Limite d'élasticité issue directement de l'essai de flexion 4 points / *Limit of elasticity directly obtained from 4 points flexural test.*

h_s : hauteur de la partie d'une section en T travaillant en cisaillement / *Height within a T section resisting to shear.*

l_c : longueur caractéristique reliant l'ouverture de fissure et une déformation équivalente / *Characteristic length used to calculate equivalent strain from the crack width.*

l_f : longueur des fibres / *Fibres length.*

w : ouverture de fissure / *Crack width.*

w_s : ouverture de fissure au niveau des armatures / *Crack width at the depth of passive steels.*

w_t : ouverture de fissure au niveau de la fibre la plus tendue / *Crack opening on the most tensile zone.*

x : hauteur comprimée / *Height of the compression zone.*

x' : hauteur tendue non fissurée / *Height of the non cracked zone under tension.*

A : teneur en additions (kA teneur en additions équivalent ciment) / *additions content (kA equivalent additions content with respect to cement).*

A_{1i} : aire sous la courbe M-w jusqu'à $w = 0,3$ mm, pour le prisme i , testé en flexion 3 points en épreuves de convenance / *Area under curve M-w, up to $w = 0.3$ mm, for the specimen i , tested in 3 points bending test during suitability tests.*

A_{1m} : moyenne des aires A_{1i} / *Average of areas A_{1i} .*

A_{1ref} : aire sous la courbe M-w jusqu'à $w=0,3$ mm obtenue avec la loi de calcul sans coefficient de sécurité et sans coefficient K / *Area under curve M-w, up to $w = 0.3$ mm, calculated with the design constitutive law without K factor and without safety coefficient.*

A_{2i} : aire sous la courbe M-w, (resp M-flèche) jusqu'à w ou flèche correspondant au moment maximum, pour le prisme i , testé en flexion 3 points, resp 4 points en épreuves de convenance / *Area under curve M-w, (resp M-deflection) up to the crack width opening or deflection corresponding to maximum bending moment, for prism i tested in 3 points bending test, resp 4 points bending test, during suitability tests.*

A_{2m} : moyenne des aires A_{2i} / *Average of areas A_{2i} .*

A_{2ref} : aire sous la courbe M-w, resp M-flèche jusqu'à w ou flèche correspondant au moment maximum, obtenue avec la loi de calcul sans coefficient de sécurité et sans coefficient K / *Area under curve M-w, resp M-deflection, up to the crack width or deflection corresponding to maximum bending moment, calculated with the design constitutive law without K factor and without safety coefficient.*

C : teneur en ciment / *Cement content.*

C_E : résistance à la compression à 28j du ciment utilisé pour l'épreuve d'étude / *Compressive strength at 28 days of the cement used for design tests.*

C_{moy} : valeur moyenne de la résistance à la compression à 28 jours du ciment, observée par le fournisseur au cours des six mois précédant l'épreuve d'étude / *Average value of the 28-day compressive strength of the cement, observed by the supplier during the six months preceding the design test*

D_{max} : dimension du plus gros granulat contenu dans le BFUP / *Maximum aggregate size of the UHPFRC*

E_{eff} : teneur en eau efficace / *Effective water content*.

E_{cm} : module d'Young moyen / *Mean Young's Modulus*.

E_{c,eff} : module d'Young effectif / *Effective Young's Modulus*.

F_{crack} : force de début de fissuration ou de perte de linéarité dans les essais 4 points non entaillés / *Force corresponding to the beginning of cracking or loss of linearity in 4 points bending test*.

F_{m,max,i} : force maxi obtenue sur éprouvette moulée numéro i en traction directe / *Maximum force obtained on the cast specimen i during direct tensile tests*.

$\overline{F_{m,max,i}}$: moyenne des forces maxi obtenues sur éprouvettes moulées en traction directe / *Average of the maximum forces obtained on cast specimens during direct tensile tests*.

F_{s,max,i} : force maxi obtenue sur éprouvette sciée numéro i en traction directe / *Maximum force obtained on the sawn specimen i during direct tensile tests*.

$\overline{F_{s,max,i}}$: moyenne des forces maxi obtenus sur éprouvettes sciées en traction directe / *Average of the maximum forces obtained on sawn specimens during direct tensile tests*.

K : coefficient d'orientation des fibres / *Fibre orientation factor*.

K_{global} : coefficient d'orientation des fibres utilisé pour les effets globaux / *Fibre orientation factor used for global effects*.

K_{local} : coefficient d'orientation des fibres utilisé pour les effets locaux / *Fibre orientation factor used for local effects*.

M_{m,max,i} : moment maxi obtenu sur éprouvette moulée numéro i / *Maximum moment obtained on the cast specimen i*.

$\overline{M_{m,max,i}}$: moyenne des moments maxi obtenus sur éprouvettes moulées / *Average of the maximum moments obtained on cast specimens*.

M_{s,max,i} : moment maxi obtenu sur éprouvette sciée numéro i / *Maximum moment obtained on the cast specimen i*.

$\overline{M_{s,max,i}}$: moyenne des moments maxi obtenus sur éprouvettes sciées / *Average of the maximum moments obtained on sawn specimens*.

M_{ref} : moment maxi sur prisme, obtenu à partir de la loi de calcul sans coefficient de sécurité et sans coefficient K / *Maximum bending moment on prism calculated with the design law without K factor and without safety coefficient*.

S_C : écart type sur la résistance en compression / *Standard deviation on compressive strength*.

δ : facteur traduisant la diminution de la longueur d'ancrage des armatures grâce aux fibres / *Factor giving the bond length reduction induced by fibres*.

ε_c : déformation maximale élastique en compression à l'état limite ultime / *Maximum elastic compressive strain at ULS*.

ε_{cu} : déformation maximale en compression à l'état limite ultime / *Maximum compressive strain at ULS*.

ε_{u,et} : déformation élastique en traction à l'état limite ultime / *Elastic tensile strain at ULS*.

ε_{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 / *Ultimate strain beyond which fibres participation is no longer taken into account at ULS*.

ε_{u,pic} / ε_{u,peak} : 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 / *ULS equivalent strain corresponding to the local peak in post-cracking phase or to a crack width equal to 0.3 mm if there is no peak*.

$\epsilon_{u,1\%}$: 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 / *Equivalent strain corresponding to a crack width of $0.01H$ where H is the depth of the tested prism with dimensions complying with the structures dimensions at ULS.*

γ_{cf} : coefficient partiel de sécurité sur les fibres / *Partial safety factor on fibres.*

κ : facteur traduisant l'amélioration de l'adhérence des armatures grâce aux fibres / *Factor giving the bond stress improvement brought by the fibres.*

θ : angle d'inclinaison des bielles / *Strut inclination angle.*

$\sigma(w)$: loi de contrainte en fonction de l'ouverture de fissure / *Stress law as a function of crack width w .*

$\sigma_{Rd,f}$: résistance résiduelle en traction de la section fibrée utilisée essentiellement pour les calculs d'effort tranchant / *Residual strength of the fibre-reinforced cross-section, essentially used for shear.*

PARTIE 1

CARACTERISATION DU BFUP AUX DIVERS STADES D'UN PROJET

1.1. Généralités

Cette partie fait le point sur les principales caractéristiques des BFUP et la façon dont on les détermine. Elle donne également des éléments sur la mise en œuvre de ce matériau.

Cette partie fait appel à la notion de carte d'identité d'un BFUP, qui regroupe l'ensemble des caractéristiques d'un BFUP sur lesquelles le fournisseur s'engage.

Dans le cadre d'un projet, elle s'appuie sur les documents qui permettent de répondre aux exigences de ce projet. En pratique, ces documents peuvent être des PV d'essais, ou des rapports d'évaluation technique délivrés par des organismes indépendants compétents. L'annexe 5 précise le contenu de la carte d'identité exigible pour tous les projets, et les principaux éléments complémentaires nécessaires suivant l'application. Elle indique aussi les références aux protocoles et normes d'essais, et la fréquence de mise à jour des données.

1.2. Démarche globale applicable à un projet en BFUP

La démarche globale applicable à tout projet en BFUP peut être résumée dans le logigramme ci-après. Le paragraphe 1.12 précise les essais à prévoir et les exigences relatives à chaque stade. En effet la caractérisation des BFUP nécessite la prise en compte de leur comportement particulier lié à la présence de fibres, qui couvre principalement deux aspects spécifiques :

La nécessité d'une caractérisation précise de leur comportement en traction,

Le processus de qualification qui doit prendre en compte les conditions de mise en œuvre et la géométrie de l'ouvrage à réaliser.

PART 1

CHARACTERISATION OF UHPFRC AT DIFFERENT STAGES OF A PROJECT

1.1. General

This part addresses the main properties of UHPFRC and how they are determined. It also gives information on UHPFRC placement.

This part is based on the notion of the technical description of a UHPFRC which includes all the properties guaranteed by the supplier for the concrete concerned.

In any given project, it is based on the documents that enable the requirements of the project to be met. In practice, these documents can be test reports or technical assessment reports issued by competent independent organisations. Annex 5 defines the content of the technical description required for all projects, and the main additional elements required depending on the application. It also indicates references to protocols and standard tests and the data updating frequency.

1.2 Overall design approach for a project using UHPFRC

The overall approach applicable to any UHPFRC project can be summarized in the flow chart below. Paragraph 1.12 defines the tests to be carried out and the requirements relating to each stage. UHPFRCs are characterized according to the specific constitutive law that results from the presence of fibres. Two main aspects are involved:

The need for precise characterization of their tensile constitutive law;

The qualification process which depends on the placement conditions and the geometry of the structure to be built.

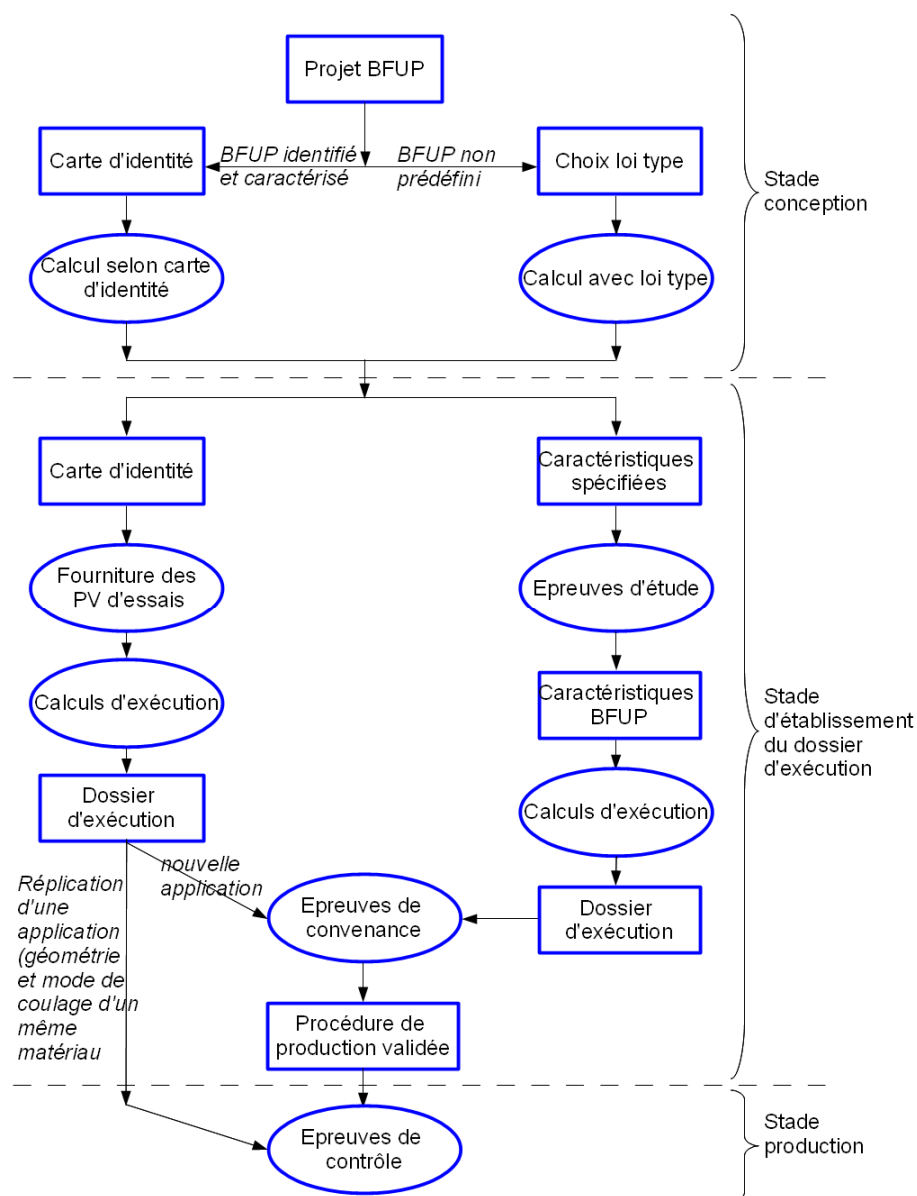


Figure 1.1 : Démarche globale applicable à un projet en BFUP

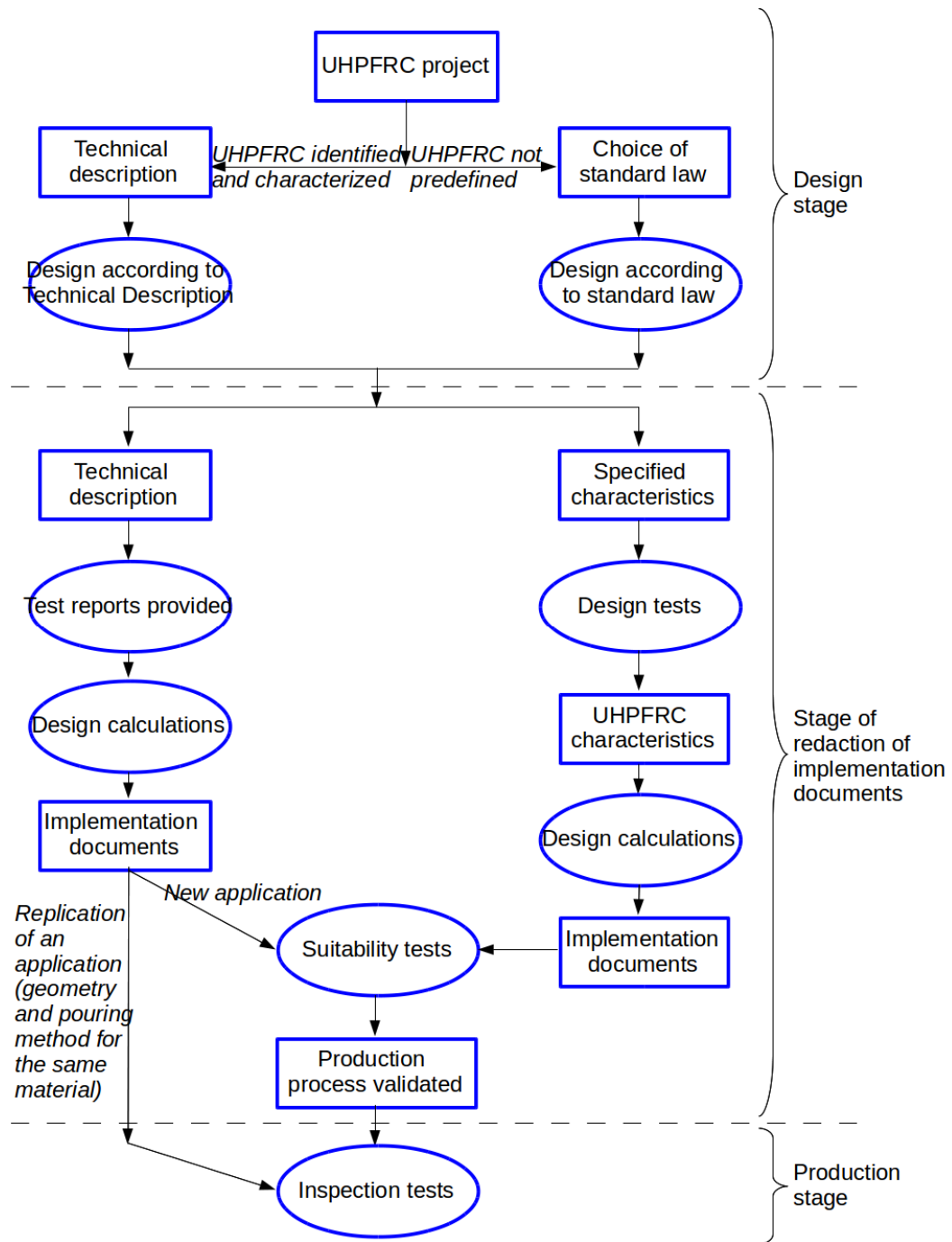


Figure 1.1 : Overall approach to a UHPFRC project

Stade conception du projet

Le concepteur a besoin de certaines caractéristiques au niveau du projet. Pour cela il a deux possibilités :

Soit il existe une carte d'identité complète du matériau ; le dimensionnement est alors effectué à partir de lois de comportement type figurant dans la carte d'identité remise par le fournisseur.

Soit il n'existe pas de carte d'identité du matériau ; le dimensionnement est alors effectué à partir de lois types prédéfinies par le concepteur.

Project design stage

Designers need to know certain characteristics at the design stage. There are two possibilities:

The UHPFRC suppliers already have a complete technical description of the concrete. The structural design is then based on the standard constitutive laws mentioned in supplier's technical description.

There is no technical description of the concrete concerned. In this case the structural design is based on standard laws defined beforehand by the designer.

Stade d'établissement du dossier d'exécution : Epreuve d'études du matériau

Le matériau est formulé en laboratoire afin d'atteindre les caractéristiques désirées par le concepteur pour l'application projetée.

Pour cela le matériau est caractérisé par des essais tenant compte de l'utilisation finale. Les effets de structure et du mode de coulage sont recréés à partir de maquettes de la structure finale ou selon les corps d'épreuve définis ci-après ; ceci permet de rechercher la formulation du matériau dans des conditions économiques raisonnables.

Les essais en vraie grandeur seront réalisés au stade de la convenance.

Ces essais sont nécessaires pour établir la carte d'identité du matériau. Pour les matériaux connus disposant d'une carte d'identité chez le fournisseur (cas par exemple de formules disponibles en pré-mélange à sec), les épreuves d'étude peuvent se réduire à la fourniture au client de l'ensemble des résultats d'essais récents permettant de justifier les caractéristiques annoncées dans la fiche d'identité du produit.

Le détail des essais préconisés est précisé dans l'article 1.12.1 du présent document.

Stage of redaction of implementation documents : Concrete design-test stage

The concrete mix is batched in the laboratory to attain the characteristics required by the designer for the proposed application.

To do so, the concrete is characterized by tests that depend on the end use of the concrete. The structural effects and the consequences of the concrete placement method are recreated using mock-ups of the final structure or the test specimens defined below. This allows the concrete mix design to be developed at a reasonable cost.

Full-scale tests will be carried out at the suitability-test stage.

These tests are necessary for drawing up the technical description of the material. For known materials with a technical description provided by the supplier (this is the case of premixed bags of dry ingredients), the design tests can simply consist of giving the customer all the recent test results to confirm the characteristics indicated in the technical description of the product.

The principles of these tests are to be found in article 1.12.1 of this document.

Stade d'établissement du dossier d'exécution : Epreuve de convenance

A ce stade on met en œuvre le matériau dans les conditions réelles du chantier sur une maquette représentative de la structure réelle, ou on fournit des résultats d'essais justifiant de la réalisation d'ouvrages similaires. C'est le cas des préfabrifications en série ou prototype permettant de qualifier et essayer l'élément de structure dans les conditions réelles ou suffisamment enveloppes.

Les résultats des épreuves d'étude et de convenance permettent, le cas échéant, d'ajuster les lois de comportement adoptées et d'affiner le

Stage of redaction of implementation documents: Concrete suitability-test stage

At this stage, either the concrete is placed on a representative mock-up of the actual structure under real site conditions or the results of tests confirming the construction of similar structures are provided. This is the case of both precast concrete products and prototypes for assessing and testing structural components under real-life or sufficiently comprehensive conditions.

The results of concrete design and/or suitability tests are used to adjust the constitutive laws adopted and optimise the design.

Details of the recommended tests are given in article

dimensionnement.

1.12.2 of this document.

Le détail des essais préconisés est précisé dans l'article 1.12.2 du présent document.

Stade production :

Epreuve de contrôle de fabrication

Des essais spécifiques sont à définir pour assurer le contrôle de production. Le détail des essais préconisés est précisé dans l'article 1.12.3 du présent document.

Production stage:

Batching control test

Special tests need to be defined for production control. A detailed account of the recommended tests is given in article 1.12.3 of this document.

1.3. Résistance à la compression

1.3.1. Généralités

1.3. Compressive strength

1.3.1. General

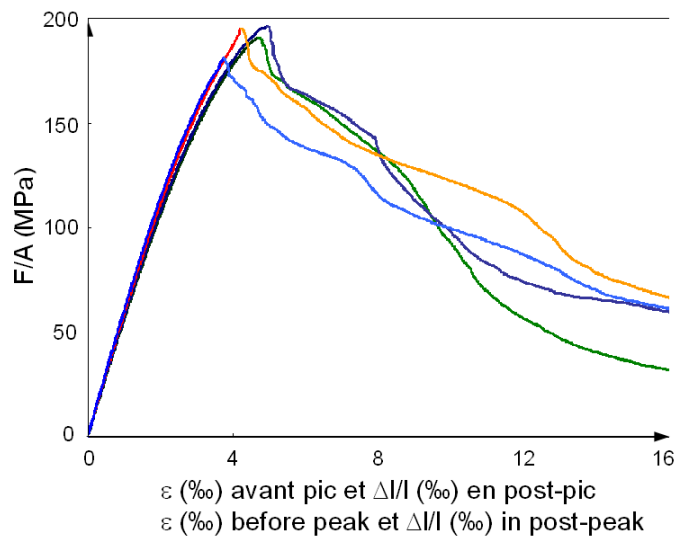


Figure 1.2 : Comportement expérimental en compression d'un BFUP
Figure 1.2 : Experimental compressive constitutive law of a UHPFRC

En compression (fig.1.2), les BFUP se comportent de manière élastique sur une plage importante de déformation. Ils atteignent ensuite un maximum (f_{cm} en contrainte moyenne, f_{ck} en contrainte caractéristique). Au-delà du pic et comme pour tous les bétons, la déformation n'est plus homogène au sein de l'éprouvette testée et la décroissance de l'effort observée après le pic correspond à un effet de structure. Cette décroissance peut d'ailleurs être particulièrement brutale et dispersée si le taux de fibres est inférieur au pourcentage minimum de fibres préconisé (typiquement 2 % en volume comme indiqué en introduction, permettant de satisfaire à la règle de non-fragilité).

Les BFUP couverts par les présentes recommandations vérifient :

$$150 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 250 \text{ MPa}.$$

Cette résistance dépend notamment du rapport eau/liant (susceptible de varier en cas d'incorporation de fibres organiques) et de l'éventuel traitement thermique.

Pour le calcul (voir Chapitre 2), la loi de comportement en compression est définie à partir de la résistance caractéristique en compression f_{ck} et du module d'élasticité moyen E_{cm} (cf. Paragraphe 1.5).

In compression (fig. 1.2), UHPFRCs exhibit elastic behaviour over a large strain range. They then reach a maximum (f_{cm} in mean stress, f_{ck} in characteristic stress). As for all concretes, after the peak, the strain is no longer uniform inside the specimen being tested and the decrease in the stress observed after the peak corresponds to a structural effect. The decrease can be extremely sudden and dispersed if the fibre content is less than the recommended minimum (typically 2% as indicated in the introduction, which means that the non-brittleness requirement can be met).

The UHPFRCs covered by these recommendations verify:

$$150 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 250 \text{ MPa}.$$

The above strength depends in particular on the water/binder ratio (which can vary in the case of organic fibres) and any heat treatment carried out.

For the calculation (see Chapter 2), the constitutive law in compression is defined according to the characteristic compressive strength f_{ck} and the mean modulus of

elasticity E_{cm} (see paragraph 1.5).

1.3.2. Caractérisation du comportement en compression :

A tous les stades où cette caractérisation est nécessaire, on applique la procédure d'essai pour déterminer la loi de comportement en compression décrite en Annexe 1. La plus petite dimension ϕ des éprouvettes doit vérifier :

$$\phi > 5 l_f \quad \text{et} \quad \phi > 6 D_{\max}$$

L'éprouvette de référence est le cylindre moulé de dimensions $\varnothing 11 \times 22$ cm. L'essai de compression est piloté en force ou éventuellement en déplacement si on souhaite déterminer le comportement post-pic. Compte tenu des résistances élevées attendues, un surfaçage au lapidaire est indispensable pour effectuer les essais, et celui-ci doit faire l'objet d'un soin particulier.

Les essais peuvent être réalisés sur des cylindres d'autres dimensions, ou sur des cubes, moyennant l'identification, dès les épreuves d'étude ou dans la carte d'identité du BFUP, du coefficient de passage par rapport à la valeur déterminée sur éprouvette de référence.

La valeur caractéristique f_{ck} de la résistance à la compression (traitement statistique) est obtenue selon la méthode préconisée dans l'annexe 1.

1.3.2. Characterization of compressive constitutive law:

At every stage at which characterization is necessary, the test procedure is applied to determine the constitutive law in compression described in Appendix 1. The smallest dimension ϕ of the specimens must verify:

$$\phi > 5 l_f \quad \text{and} \quad \phi > 6 D_{\max}$$

The reference specimen is a $\varnothing 11 \times 22$ cm cast cylinder. The compression test is carried out at a constant loading rate. If the post-peak constitutive law has to be determined, displacement control is applied. If the post-peak constitutive law is required, a constant displacement rate is imposed upon the piston. Given the high strength rates expected, the surface of the test specimen will need to be carefully ground to carry out the test correctly.

The tests can be carried out on cylinders of other dimensions or on cubes, provided the transition factor in relation to the value determined on the reference specimen is identified during the design test or in the UHPFRC technical description.

The characteristic value f_{ck} of the compressive strength (statistical processing) is obtained using the method recommended in annex 1.

Etape Stage	Détermination des paramètres <i>Determination of parameters</i>	Type d'essai <i>Type of test</i>	Eprouvette ou échantillon <i>Specimen or sample</i>	Nombre de tests par gâchée <i>Number of tests by batch</i>	Traitement des données <i>Data processing</i>	Correction à appliquer aux données traitées <i>Correction to be applied to processed data</i>	Traitement statistique <i>Statistical processing</i>
1	f_{ck}, f_{cm}	Compression, pilotée en force, jusqu'à rupture <i>Force controlled compressive test, until failure</i>	Cylindre moulé <i>Cast cylinder</i>	≥ 3 Sur 5 gâchées <i>Out of 5 batches</i>	Détermination du pic d'effort <i>Determination of peak stress</i>	Sans objet <i>Not applicable</i>	Analyse statistique point par point (Annexe 1) <i>Point by point statistical processing (Annex 1)</i>
(1bis)	En cas de nécessité d'une analyse non- linéaire : loi $\sigma(\epsilon)$ ou loi annexe 2 <i>In the case of the need of a non linear analysis : $\sigma(\epsilon)$ law or annex 2 law</i>	Compression, piloté en déplacement, jusqu'à rupture <i>Force controlled compressive test, until failure</i>	Cylindre moulé <i>Cast cylinder</i>	≥ 3	Détermination de la loi $\sigma(\epsilon)$ <i>Determination of $\sigma(\epsilon)$ law</i>	Sans objet <i>Not applicable</i>	Analyse statistique point par point Annexe 1 <i>Point by point statistical processing Annex 1</i>
2	E_{cm}	Compression cyclique avec mesure des déformations <i>Cyclic compression with strain measurement</i>	Cylindre moulé <i>Cast cylinder</i>	≥ 3	Détermination de la courbe effort- déformation <i>Determination of stress-strain curve</i>	Sans objet <i>Not applicable</i>	On prend la moyenne des valeurs <i>The mean value is used</i>

Tableau 1.1 : résumé de la méthode utilisée pour déterminer le comportement en compression
 Table 1.1: summary of method used to determine the compressive constitutive law

1.4. Comportement en traction

1.4. Tensile constitutive law

1.4.1 Généralités

1.4.1 General

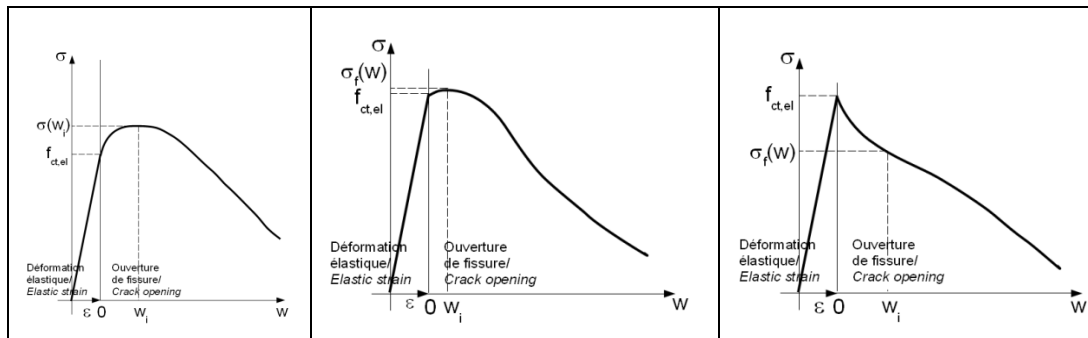


Figure 1.3 : Exemples de loi de comportement en traction d'un BFUP
(cas d'un matériau écrouissant à gauche, peu écrouissant au milieu et adoucissant à droite)

Figure 1.3 : Example of tensile constitutive law of a UHPFRC
(case of a strain-hardening material on the left, a low strain-hardening material in the middle and a strain softening material on the right)

Comme les bétons ordinaires, les BFUP ont un comportement linéaire élastique en traction jusqu'à une valeur limite $f_{ct,el}$ (résistance de la matrice cimentaire plus ou moins modifiée par la présence des fibres), la valeur du module d'Young en traction étant la même qu'en compression. Toutefois, contrairement à un béton classique, la contrainte ne devient pas nulle après avoir atteint cette limite, grâce à l'effet des fibres. En effet, les fibres prennent le relais de la matrice cimentaire après fissuration. La force de traction équilibrée par les fibres est traduite conventionnellement en contrainte σ_f égale au quotient de la force par l'aire de la section du béton. Lorsque la ou les fissures s'élargissent, les fibres se déchaussent peu à peu, ce qui fait décroître cette contrainte apparente (généralement, la nuance de l'acier constitutif des fibres étant très élevée, leur résistance limite est obtenue par défaut d'adhérence et non par rupture de la section des fibres).

La quantité de fibres, leur longueur, ainsi que leur rapport longueur/diamètre, induisent différents comportements en traction. On peut par exemple avoir un comportement écrouissant lorsque la résistance après fissuration est supérieure à la résistance de la matrice. Ou bien on peut avoir un comportement adoucissant lorsque la résistance après fissuration reste inférieure à la résistance de la matrice.

La loi de comportement en traction est une donnée que l'on recherche pour le dimensionnement ou la vérification des structures en BFUP. Elle se caractérise par :

- un domaine de déformation élastique linéaire

Like ordinary concretes, UHPFRC exhibits elastic linear tensile behaviour up to a limit value of $f_{ct,el}$ (mechanical resistance of cement matrix modified to a greater or lesser degree by the presence of fibres), with the Young's modulus being the same in both traction and compression. However, unlike ordinary concrete, the stress does not become nil after reaching this limit, due to the effect of the fibres. This is because the fibres take over from the cement matrix after cracking occurs. The tensile strength balanced by the fibres is conventionally translated into stress σ_f equal to the quotient of the force and the surface area of the cross-section of the concrete. When the crack(s) widen(s), the fibres gradually pull out, which decreases the apparent stress (in general, since the steel grade used for the fibres is usually very high, their ultimate strength is reached due to lack of bonding and not because the fibres break).

The quantity of fibres, their length and the length/diameter ratio lead to different types of tensile constitutive law. For example, stress hardening can occur when the post-cracking resistance is higher than the resistance of the matrix. Or else softening can occur when the post-cracking resistance remains lower than the resistance of the matrix.

The tensile constitutive law of UHPFRC is important for designing or checking UHPFRC structures and is characterized by:

- a linear elastic stage limited by a stress value $f_{ct,el}$
- a post-cracking stage generally characterized by a stress-

limité par une valeur de contrainte $f_{ct,el}$,

- un domaine post-fissuration caractérisé par une loi contrainte σ_f – ouverture de fissure w ou par une loi contrainte σ_f – déformation ε . La contrainte σ_f est conventionnellement égale à l'effort de traction divisé par l'aire de la section du béton.

Si un temps de malaxage suffisant et des conditions de mise en œuvre assez traditionnelles permettent de garantir une faible dispersion de la limite élastique $f_{ct,el}$, la résistance en traction post-fissuration apportée par les fibres σ_f est en revanche très sensible à la mise en œuvre du BFUP.

Tout écoulement lors de la mise en œuvre tend à orienter les fibres dans le sens de l'écoulement, ceci est lié au comportement naturel des fibres dans la phase liquide visqueuse que constitue le béton avant la prise.

Les fibres proches des parois sont naturellement orientées parallèlement aux coffrages. Ce phénomène n'intervient que sur une profondeur inférieure ou égale à la longueur des fibres. Il a ainsi d'autant plus d'influence sur la résistance en traction effective des pièces que l'épaisseur des structures est proche de la dimension des fibres.

Une orientation privilégiée des fibres dans le sens de la gravité peut également parfois se produire.

Les méthodes d'essais et leur interprétation décrites dans les présentes Recommandations permettent d'intégrer l'effet de l'ensemble de ces phénomènes et de tenir compte de la dispersion des valeurs de résistance en traction.

Pour mesurer l'impact de l'orientation des fibres, on a recours à un jeu de coefficients K que l'on détermine lors des épreuves de conformance à partir d'un élément témoin, réalisé dans des conditions représentatives de la structure réelle.

Les différentes valeurs de ce coefficient sont déterminées en examinant la résistance en traction du matériau dans les directions principales de traction dans la structure (voir figure 1.4)

Pour prendre en compte un éventuel manque de capacité à redistribuer un effort du fait des dimensions transversales d'une section, on distingue une valeur locale et une valeur globale du coefficient K .

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 (ex : effort tranchant, résistance en flexion d'une dalle).

La méthode de calcul du coefficient K est donnée ci-après et des exemples de calcul sont fournis en annexe 6.

crack width σ_f - w law or a stress-strain σ_f - ε law. The stress σ_f is conventionally equal to the tensile stress divided by the surface area of the concrete.

Although sufficient mixing time and fairly traditional placement conditions ensure low scatter of the yield strength $f_{ct,el}$, the post-cracking strength contributed by the fibres, σ_f , depends to a large extent on the placement process of the UHPFRC.

Any flow during concrete placement tends to align fibres in the direction of flow, due to the natural behaviour of fibres in the viscous-liquid phase of concrete before setting.

Fibres near formwork walls are naturally aligned parallel to the formwork. This only occurs when the distance from the formwork is less than or equal to the length of the fibres. Thus, the closer the thickness of the structure to the dimension of the fibres, the greater the effect on the effective tensile strength of the parts will be.

Preferential gravitational orientation can sometimes occur.

The test methods described in these Recommendations and their interpretation take the effects of all the above factors into account as well as the tensile strength dispersion.

To determine the impact of fibre orientation, a set of K factors are used that are determined during suitability tests, carried out in conditions that are representative of the real structure.

The different values of the K factor are determined considering the tensile strength of the material in the principal directions of tension in the structure. (see figure 1.4).

In order to take into account the possible inability to redistribute a stress due to the cross-sectional dimensions, a local value and an overall or global value of the K factor are distinguished.

K_{local} corresponds to local stresses that require good fibre resistance in very localized areas (for example, prestressing stress distribution).

K_{global} concerns the overall effects corresponding to stresses which require good fibre resistance in larger areas which will not be affected by a local defect (for example, the shear or the bending strength of a slab).

The calculation method for the K factor is given below and calculation examples are given in annex 6.

The K factor only applies to the post-cracking part

Ce coefficient ne s'applique que sur la partie post-fissuration de la loi de traction.

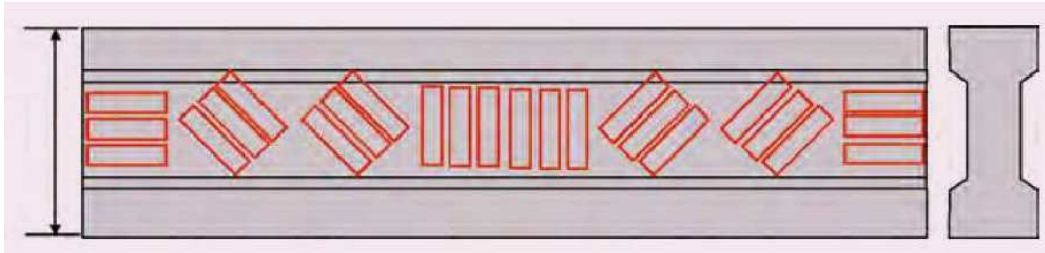


Figure 1.4 : Exemples de sciage d'éléments pour déterminer le coefficient K dans différentes directions
Figure 1.4 : Example of sawn specimens to determine the K factor in different directions

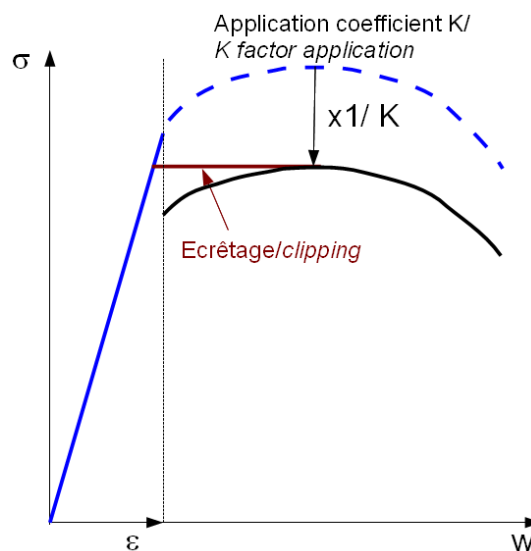


Figure 1.5 : Exemples d'application du coefficient K
Figure 1.5 : Example of K factor application

1.4.2 Différents comportements en traction

Plusieurs types de comportement en traction peuvent être obtenus expérimentalement (soit par flexion puis analyse inverse soit par traction directe).

Par la suite, on distinguera trois types de BFUP selon que leur comportement en traction directe est soit adoucissant soit écouissant en loi caractéristique ou en loi moyenne, et en tenant compte du facteur de réduction K d'orientation des fibres.

On notera que la classification en type 1, 2 ou 3 dépend non seulement du matériau mais de son mode de mise en œuvre pour une application donnée (au travers du coefficient K défini ci-dessus).

1.4.2 Different tensile constitutive laws

Several types of tensile constitutive law can be obtained experimentally (either by flexural tests and back analysis or by direct tensile tests).

In the following sections, we will consider three types of UHPFRC depending on their characteristic or average constitutive law (softening or hardening) taking into account the K reduction factor for fibre orientation.

It will be noted that classification as type 1, 2 or 3 not only depends on the material but also on the placement method used for a given application (using the K-factor defined above).

Type 1 – Béton fibré adoucissant

Correspond à des BFUP dont le comportement est adoucissant en loi moyenne (à fortiori en loi caractéristique).

Ce type de matériau se caractérise par une localisation de la fissure une fois la résistance de la matrice atteinte, lorsqu'on applique un effort de traction. Il faut donc raisonner en loi $\sigma_f(w)$.

Ce type de comportement se rencontre avec des BFUP peu fibrés ou à fibres peu efficaces.

Type 2 – Béton fibré peu écrouissant

Correspond à des BFUP écrouissants en loi moyenne mais dont le passage à la loi caractéristique ainsi que la prise en compte de l'orientation des fibres et de leur dispersion (coefficient K défini ci-après) conduit à une loi adoucissante. Ce type de comportement correspond à la majorité des BFUP disponibles sur le marché actuellement.

Dans la caractérisation du matériau et dans les calculs, ils seront traités comme des BFUP adoucissants.

Type 3 – Béton fibré très écrouissant

Pour ce type de béton, après passage à la loi caractéristique et après prise en compte de l'orientation des fibres et de leur dispersion (coefficient K), le pic post-fissuration reste supérieur à $f_{ct,el}$. La loi de calcul est considérée comme écrouissante.

Ce type de loi s'obtient uniquement pour des BFUP très fortement fibrés.

Pour le béton de type 3 on peut ne pas considérer une loi de comportement en ouverture de fissure (en raison des fissures multiples très fines et très serrées) mais en déformation ε moyenne mesurée sur une base de longueur suffisante. En effet, une fois la résistance élastique $f_{ct,el}$ atteinte, de fines fissures très resserrées se développent. On parle alors de multi-fissuration. Ces multiples fissures sont assimilées à une déformation.

1.4.3 Différents types de structure

La caractérisation et les lois de traction utilisées diffèrent selon que l'on considère des éléments épais ou des éléments minces.

Définition :

Les éléments épais sont des éléments dont l'épaisseur

Type 1 – Strain-softening fibre-reinforced concrete

This type corresponds to UHPFRCs whose average constitutive law is strain-softening (particularly with a characteristic constitutive law).

This type of material is characterised by the fact that the crack localized once the matrix strength is reached, when a tensile force is applied. It thus obeys an $\sigma_f(w)$ law.

This type of constitutive law can be found in UHPFRCs with a low fibre content or containing fibres that are not very efficient.

Type 2 – Low strain-hardening fibre-reinforced concrete

The average constitutive law of this kind of UHPFRC is strain-hardening but in terms of characteristic law, and taking the fibre alignment and dispersion into account (K factor defined below), their constitutive law is strain-softening. This type of constitutive law corresponds to most of the UHPFRCs currently on the market.

For material characterisation and design purposes, these UHPFRCs will be treated like strain-softening UHPFRCs.

Type 3 – High strain-hardening concrete

For this kind of concrete, if the characteristic constitutive law is considered and the fibre alignment and dispersion taken into account (K factor), the post-cracking peak remains higher than $f_{ct,el}$. The design law is considered to be strain-hardening.

This kind of law is only obtained for UHPFRCs with a high fibre content.

For the third type of concrete, a mean strain constitutive law can be assumed rather than a crack width law (because of the large number of very fine and very dense cracks) but measured over a sufficient length. Once the elastic strength $f_{ct,el}$ is reached, fine, very dense cracks develop called micro-cracks which can be treated as strain.

1.4.3 Different types of structure

Characterization and tensile constitutive laws differ depending on whether the elements are thick or thin.

Definition :

Thick elements are those whose thickness e is such

e est telle que :

$$e > 3 l_f$$

Les éléments minces sont des éléments dont l'épaisseur e est telle que :

$$e \leq 3 l_f \quad \text{avec } l_f = \text{longueur des fibres}$$

that :

$$e > 3 l_f$$

Thin elements are those whose thickness e is such that :

$$e \leq 3 l_f \quad \text{where } l_f = \text{length of individual fibres}$$

1.4.4 Caractérisation du comportement en traction pour des éléments épais avec un matériau de type 1 ou 2

1.4.4 Tensile constitutive law characterization for thick elements with a type 1 or type 2 material.

1.4.4.1 Généralités

On détermine dans un premier temps la résistance de la matrice $f_{ct,el}$ puis dans un second la courbe σ_f - w de comportement post-fissuration.

1.4.4.1 General

The strength of the matrix is determined first of all, then the post-cracking curve σ_f - w .

1.4.4.1 Valeur de la résistance limite élastique en traction $f_{ct,el}$

Deux méthodes sont envisageables pour déterminer $f_{ct,el}$.

1 : la première méthode consiste à réaliser un minimum de 6 essais de flexion 4 points sur prisme non entaillé. La valeur de $f_{ct,el}$ est déterminée en extrayant la valeur de contrainte équivalente correspondant à la perte de linéarité et en la corrigeant pour prendre en compte l'effet d'échelle.

2 : la deuxième méthode consiste à réaliser un minimum de 6 essais de traction directe et de relever la valeur du seuil de non linéarité du comportement en traction.

On notera que cette méthode est assez délicate à réaliser, c'est pourquoi nous proposons et conseillons la première méthode.

Dans le cas de l'essai de flexion, la valeur de la contrainte élastique $f_{ct,fl}$ doit être corrigée pour prendre en compte l'effet d'échelle à l'aide de la formule suivante (cette formule est issue du code modèle fib 90 [CEB,90]) :

$$f_{ct,el} = f_{ct,fl} \frac{\alpha_{fl} \cdot a^{0.7}}{1 + \alpha_{fl} \cdot a^{0.7}} \quad \text{avec } \alpha_{fl} = 0,08$$

(où a est la hauteur du prisme en mm)

Dans le cas d'essais de traction, la valeur $f_{ct,el}$ est directement la contrainte correspondant au seuil de non linéarité.

1.4.4.2 The elastic strength $f_{ct,el}$

There are two possible methods to determine $f_{ct,el}$.

1. The first method consists in performing a minimum of six four-point bending tests on un-notched prisms. The value of $f_{ct,el}$ is determined by extracting the equivalent stress corresponding to the loss of linearity and correcting it to take the scale effect into account.

2. The second method consists in performing a minimum of six direct tensile tests and determining the non-linearity threshold of the elastic behaviour.

Since this method is somewhat difficult to put into practice, we advise using the first method.

In the case of the bending test, the elastic stress $f_{ct,fl}$ must be corrected to take the scale effect into account using the following formula (this formula comes from the fib 90 fib model code [CEB,90]):

$$f_{ct,el} = f_{ct,fl} \frac{\alpha_{fl} \cdot a^{0.7}}{1 + \alpha_{fl} \cdot a^{0.7}} \quad \text{where } \alpha_{fl} = 0.08$$

(with a the prism depth in mm)

In the case of the tensile tests, the elastic strength $f_{ct,el}$ is simply the stress corresponding to the non-linearity threshold.

La valeur caractéristique $f_{ctk,el}$ peut ensuite être obtenue à l'aide des coefficients de Student donnés en annexe 1.

The characteristic value $f_{ctk,el}$ can then be obtained using the Student coefficients given in annex 1.

Tous les détails sur les procédures de test sont donnés en annexe 3.

Further details about the test procedure are given in appendix 3.

1.4.4.2 Loi post-fissuration

1.4.4.2 Post-cracking law

Dans le cas d'un comportement adoucissant ou faiblement écrouissant, on considère une localisation de fissure dès que la contrainte limite élastique est dépassée. Nous cherchons donc à obtenir la loi contrainte ouverture de fissure $\sigma_f(w)$.

In the case of strain-softening or low strain-hardening, it is considered that a crack has formed as soon as the elastic limit has been exceeded. We therefore try to obtain the stress-crack width $\sigma_f(w)$ law.

Deux méthodes sont envisageables :

Two methods are possible:

Méthode 1

Method 1

On prend six prismes moulés entaillés. On les teste en flexion trois points pour obtenir des lois moment-ouverture de fissure (M-w).

Six cast and notched prisms are required. Three-point bending tests are performed to obtain moment-crack width (M-w) laws.

De ces lois M-w, on détermine la loi contrainte ouverture de fissure (σ_f-w) par analyse inverse comme expliqué dans l'annexe 3.

The moment-crack (M-w) laws are used to determine the stress-crack width (σ_f-w) law by back analysis as described in appendix 3.

Comme les prismes sont moulés, les fibres ont une orientation privilégiée à proximité des parois, il est donc nécessaire de prendre en compte cet effet d'orientation 2D des fibres à proximité des parois du coffrage (voir annexe 3).

Because the prisms are cast, the fibres have a preferential orientation close to the sides. This 2D-orientation of the fibres near the formwork walls must therefore be taken into consideration (see appendix 3).

Méthode 2 :

Method 2:

On prend six prismes ou diabolos entaillés sur lequel on applique un effort de traction. L'ouverture de fissure est mesurée directement au niveau de l'entaille.

Six prisms or notched diabolos are required to which a tensile force is applied. The crack opening is measured directly at the notch.

Les effets de bord dus au coulage, ainsi que l'effet d'entaillage sont à prendre en compte (voir annexe 3).

The edge effects due to placement and the notching effect must be taken into consideration (see appendix 3).

1.4.4.3 Obtention du facteur K

1.4.4.3 Obtaining the K-factor

Le facteur K est un facteur de réduction utilisé pour prendre en compte la différence entre l'orientation des fibres du prisme moulé utilisé pour obtenir la loi post-fissuration intrinsèque et l'orientation réelle des fibres dans la future structure.

The K factor is a reduction factor used to take into account the difference between the fibre orientation of the cast prism used to determine the intrinsic post-cracking law and the actual orientation of the fibres in the future structure.

Pour obtenir ce facteur K, on pratique des essais de traction directe ou des essais de flexion 3 points comme décrits dans la partie ci-dessus, mais sur des prismes sciés dans la structure ou dans un modèle représentatif de celle-ci, construit dans les mêmes conditions, dans le cadre des épreuves de

To obtain the K-factor, the direct tensile or 4-point bending tests described above are carried out, but on sawn prisms taken from the structure or a representative model built under the same conditions for the suitability tests.

convenance.

K_{global} est le rapport entre la moyenne des pics des courbes F-w ou M-w obtenues sur éprouvettes moulées coulées en épreuve de convenance et la moyenne des pics des courbes F-w ou M-w obtenues sur les prismes sciés des épreuves de convenance.

K_{local} est le rapport entre la moyenne des pics des courbes M-w obtenues sur éprouvettes moulées coulées en épreuve de convenance et le plus faible des pics des courbes M-w obtenues sur les prismes sciés des épreuves de convenance.

Le facteur $1/K$ est ensuite appliqué à la loi caractéristique intrinsèque σ_f - ω (obtenue sur prismes moulés lors des épreuves d'étude).

K_{global} is the ratio of the mean of the peak of the F-w or M-w curves obtained with the specimen cast during suitability tests to the mean of the peak of the F-w or M-w curves obtained on sawn specimens during suitability tests.

K_{local} is the ratio of the mean of the peak of the F-w or M-w curves obtained with the specimen cast during suitability tests to the lowest value of the peak of the F-w or M-w curves obtained on sawn specimens during suitability tests.

The $1/K$ -factor is then applied to the intrinsic characteristic σ_f -w law (obtained on cast specimens).

1.4.5 Caractérisation du comportement en traction pour des éléments épais avec un matériau de type 3

1.4.5 Characterisation of tensile constitutive law of thick components with a type 3 UHPFRC

1.4.5.1 Généralités

1.4.5.1 General

Dans le cas d'un comportement très écrouissant, il n'y a pas de localisation de fissure avant le maximum de résistance et on admet de travailler avec la déformation ε du béton fibré micro-fissuré.

In the case of high strain-hardening constitutive law, there is no crack localization before the maximum strength is reached and the strain ε of the micro-cracked fibre-reinforced concrete can be hypothetically used.

1.4.5.2 Valeur de la résistance limite élastique $f_{ct,el}$ et loi post-fissuration intrinsèque

1.4.5.2 The elastic strength $f_{ct,el}$ and intrinsic post-cracking law

La valeur de $f_{ct,el}$ ainsi que la loi post-fissuration $\sigma_f(\varepsilon)$ s'obtient par 6 essais de traction directe ou flexion 4 point.

The $f_{ct,el}$ value and the intrinsic post-cracking law $\sigma_f(\varepsilon)$ can be obtained by conducting 6 direct tension or four-point bending tests.

Méthode 1 : essais de flexion 4 points sur prisme moulés non entaillés.

Method 1: four-point bending tests on unnotched cast prisms.

On détermine $f_{ct,fl}$ correspondant au seuil de non linéarité, puis on calcule $f_{ct,el}$ par application de la formule CEB-FIP modifiée.

The $f_{ct,fl}$ value corresponding to the non-linearity threshold is determined, then the $f_{ct,el}$ is calculated using the amended CEB-FIP formula.

Le coefficient α_{fl} doit être recalibré pour ce type de BFUP, (pour la détermination de ce coefficient, voir chapitre 3.1.6 du CEB/FIP Model Code 90, [CEB,90]). Les matériaux très écrouissants donnent vraisemblablement un effet d'échelle plus faible que pour les matériaux adoucissants car leur comportement est élasto-plastique (l'effet d'échelle se manifeste pour un matériau localement fragile).

The α_{fl} coefficient has to be recalibrated for this type of UHPFRC (to determine the coefficient, see chapter 3.1.6 of CEB/FIP Model Code 90, [CEB,90]). High strain-hardening materials probably produce a lower scale effect than strain-softening materials because their behaviour is elastic-plastic (the scale effect occurs when a material is locally brittle).

Dans le cas d'un essai de flexion 4 points, une analyse inverse est nécessaire pour obtenir la loi post-fissuration $\sigma_f(\varepsilon)$ (voir annexes 3 et 4).

In the case of a 4-point bending test, a back analysis is necessary to obtain the post-cracking law $\sigma_f(\varepsilon)$ (see annexes 3 and 4).

Pour les mêmes raisons que pour les matériaux de type 1 et 2, les effets de bord doivent être pris en compte.

For the same reasons as for type 1 and 2 materials, the edge effects must be taken into account.

Method 2: direct tensile tests on a prism or

Méthode 2 : essais de traction directe sur prisme ou diabolo non entaillé.

Avec ce type d'essai aucune formule correctrice n'est à appliquer pour obtenir $f_{ct,el}$.

En traction directe, on obtient directement la loi $\sigma_f(\varepsilon)$.

Tout comme les matériaux de type 1 et 2, il convient de prendre en compte les effets de bord.

unnotched diabolo.

With this type of test, a corrective formula is not needed to obtain $f_{ct,el}$.

In direct tension, the $\sigma_f(\varepsilon)$ law is obtained directly.

Like all type 1 and 2 materials, the edge effects must be taken into account.

1.4.5.3 loi caractéristique pour le calcul, facteur K

Pour obtenir ce facteur K, on pratique des essais de traction directe ou flexion 4 points comme décrit précédemment, mais sur des prismes sciés dans la structure ou dans un modèle représentatif de celle-ci, construit dans les mêmes conditions.

La détermination du facteur K suit le même principe que pour les matériaux adoucissants ou faiblement écrouissants.

K_{global} est le rapport entre la moyenne des pics des courbes F- ε ou M- ε obtenues sur les éprouvettes moulées de l'épreuve de convenance et la moyenne des pics des courbes F- ε ou M- ε obtenues sur les prismes sciés des épreuves de convenance.

K_{local} est le rapport entre la moyenne des pics des courbes F- ε ou M- ε obtenue sur les éprouvettes moulées de l'épreuve de convenance et le plus faible des pics des courbes F- ε ou M- ε obtenues sur les prismes sciés des épreuves de convenance.

Le facteur 1/K est ensuite appliqué à la loi caractéristique intrinsèque $\sigma-\varepsilon$ (obtenue sur prismes moulés).

1.4.5.3 Characteristic tensile law for design, K-factor

To obtain the K-factor, the direct tension or 4-point bending tests described above are carried out, but on sawn prisms taken from the structure or a representative model built under the same conditions.

The K factor is determined using the same principle as that of strain-softening and low strain-hardening materials.

K_{global} is the ratio between the average peak of the F- ε or M- ε curves obtained with the specimens cast in the suitability test and the average peak of the F- ε or M- ε curves obtained on sawn specimens used in the suitability tests.

K_{local} is the ratio between the average peak of the F- ε or M- ε curves obtained with the cast specimens used in the suitability test to the lowest peak of the F- ε or M- ε curves obtained on sawn specimens used in the suitability tests.

1/K-factor is then applied to the intrinsic characteristic $\sigma-\varepsilon$ law (obtained on cast specimens).

1.4.6 Caractérisation du comportement en traction pour des éléments minces

Dans le cas d'éléments minces, on considère que les fibres auront une orientation préférentielle quasi 2D. Leur comportement se rapprochera en théorie de celui d'un BFUP très écrouissant, c'est-à-dire avec une multitude de fines fissures très rapprochées. On pourra donc considérer une loi de comportement $\sigma_f(\varepsilon)$.

La détermination des caractéristiques mécaniques peut dans ce cas être réalisée en procédant à des essais de flexion 4 points (méthode 1). Deux types d'analyse inverse sont alors proposés, une analyse inverse simplifiée conduisant à une loi élasto-plastique avec un palier horizontal ou bien une analyse inverse plus élaborée pour déterminer la loi $\sigma-\varepsilon$ exacte. L'analyse inverse simplifiée ne peut être

1.4.6 Characterisation of tensile constitutive law of thin components

In the case of thin elements, it is considered that the fibres will preferably have a nearly 2D orientation. Their constitutive law will thus be similar to that of a high strain-hardening UHPFRC, that is, with a large number of fine cracks very close together. An $\sigma_f(\varepsilon)$ constitutive law can therefore be assumed in this case.

In this case, the mechanical properties can be determined by carrying out 4-point bending tests (method 1). Two types of back analysis are therefore proposed: either a simplified back analysis leading to an elastic-plastic law with a horizontal plateau or a more elaborate back analysis to determine the exact $\sigma-\varepsilon$ law. The simplified back analysis can only be used to dimension elements in pure bending or

utilisée que pour dimensionner des éléments en flexion simple ou flexion-compression.

Tout comme pour les éléments épais, il est possible de caractériser le comportement des éléments minces à partir d'essais de traction directe (méthode 2).

Méthode 1 :

On procède à 6 essais de flexion 4 points par direction principale de sollicitation.

La valeur de $f_{ct,el}$ est déterminée d'après la méthode décrite en annexe 4.

On réalise une analyse inverse pour trouver une loi $\sigma_f(\epsilon)$ (voir annexe 4).

Méthode 2 :

La valeur de $f_{ct,el}$ est la valeur du seuil de non linéarité.

La loi $\sigma_f(\epsilon)$ est obtenue directement à partir de l'essai de traction directe, sans correction particulière.

bending-compression.

Like thick elements, it is possible to characterise the constitutive law of thin elements from direct tensile tests (method 2).

Method 1:

Six 4-point bending tests are carried out for each main loading direction.

The $f_{ct,el}$ is determined using the method described in appendix 4.

A back analysis is carried out to find a $\sigma-\epsilon$ law (see appendix 4).

Method 2:

The value of $f_{ct,el}$ is the value of the non-linearity threshold.

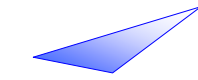
The $\sigma_f(\epsilon)$ law is obtained directly from the direct tensile test, without any particular correction.

1.4.7 Récapitulatif

L'ensemble des essais de caractérisation qui viennent d'être évoqués peut être résumé de la façon suivante :

1.4.7 Summary

The characterization tests described above can be summed up as follows:

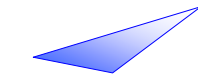


		Détermination des paramètres	Type d'essai	Eprouvette ou échantillon	Nombre de tests	Traitement des données	Correction à appliquer aux données traitées	Détermination du paramètre
1	Epreuves d'études	$f_{ctm,el}$, valeur moyenne $f_{ctk,el}$, valeur caractéristique	flexion 4 points	Prisme moulé (non entaillé)	≥ 6	Détermination du seuil de non-linéarité	Effet d'échelle (formule du §1.4.4.1)	Traitement statistique (annexe 4)
2	Epreuves d'études	Loi $\sigma_f(\omega)$ moyenne et caractéristique	flexion 3 points	Prisme moulé entaillé	≥ 6	Analyse inverse (voir annexe 2)	Effets de bord dus au coulage	Traitement statistique point par point
3	Epreuves de convenance (éprouvettes moulées)	Pics des lois M-flèche	flexion 3 points	Prisme moulé entaillé, coulé en même temps que l'élément témoin	≥ 6	Détermination moment maxi sur éprouvettes moulées $M_{m,max,i}$ et moyenne des valeurs maximales $\overline{M_{m,max,i}}$	effets de bord dus au coulage	Calcul de la moyenne
4	Epreuves de convenance (élément témoin)	Coefficient d'orientation des fibres	flexion 3 points	Prismes entaillé prélevé par sciage sur élément témoin	≥ 6 par direction principale de traction étudiée	Détermination moment maxi sur éprouvettes sciées $M_{s,max,i}$ Moyenne des valeurs maxi $\overline{M_{s,max,i}}$ Minimum des valeurs maxi $(M_{s,max,i})_{\min}$	effets de bord dus au coulage et aux sciages.	$K_{global} = \frac{\overline{M_{m,max,i}}}{\overline{M_{s,max,i}}}$ $K_{local} = \frac{\overline{M_{m,max,i}}}{(M_{s,max,i})_{\min}}$

Tableau 1.2.a : résumé de la méthode utilisée pour déterminer le comportement en traction des éléments épais avec un matériau adoucissant ou faiblement écrouissant (type 1 ou 2) – caractérisation par tests en flexion

		Determination of parameters	Type of test	Prism or specimen	Number of tests	Data processing	Correction to be applied to processed data	Determination of parameter
1	Design tests	$f_{cm,el}$, mean value $f_{cik,el}$, characteristic value	4-point bending	Cast prism (unnotched)	≥ 6	Determination of non-linearity threshold	Scale effect (formula in §1.4.4.1.)	Statistical processing (appendix 4)
2	Design tests	Characteristic and mean $\sigma(\omega)$ curve	3-point bending	Cast prism (notched)	≥ 6	Back analysis (see Annex 2)	Edge effects due to placement	Point-by-point statistical processing
3	Suitability tests (cast specimens)	M-deflection law peaks	3-point bending	Cast, notched prism cast at same time as mock-up	≥ 6	Determination of maximum moment on each cast specimens $M_{m,max,i}$ and average maximum value $\overline{M_{m,max,i}}$	Edge effects due to placement	Calculation of mean value
4	Suitability tests (mockup)	Fibre-orientation coefficient	3-point bending	Notched prisms sawn from mock-up	≥ 6 by principal tension direction studied	Determination of max moment on sawn specimens $M_{s,max,i}$ Average max value $\overline{M_{s,max,i}}$ Minimum maximum value $(M_{s,max,i})_{min}$	Edge effects due to placement and sawing	$K_{global} = \frac{\overline{M_{m,max,i}}}{\overline{M_{s,max,i}}}$ $K_{local} = \frac{M_{m,max,i}}{(M_{s,max,i})_{min}}$

Table 1.2.a: Summary of the method used to determine the tensile constitutive law of thick elements with strain-softening or low strain-hardening concrete (type 1 or 2) – characterisation by bending tests

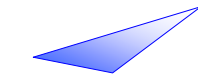


		Détermination des paramètres	Type d'essai	Eprouvette ou échantillon	Nombre de tests	Traitement des données	Correction à appliquer aux données traitées	Détermination du paramètre
1	Epreuves d'études	$f_{ctm,el}$, valeur moyenne $f_{ctk,el}$, valeur caractéristique	Traction directe	Prisme ou diabololo moulé (non entaillé)	≥ 6	Détermination du seuil de non-linéarité		Traitement statistique (annexe 1)
2	Epreuves d'études	Loi $\sigma_t(\omega)$ moyenne et caractéristique	Traction directe	Prisme ou diabololo moulé entaillé	≥ 6		Effets de bord dus au coulage	Traitement statistique point par point
3	Epreuves de convenance (éprouvettes moulées)	Force maximale	Traction directe	Prisme ou diabololo moulé entaillé, coulé en même temps que l'élément témoin	≥ 6	Détermination force maxi sur éprouvettes moulées $F_{m,max,i}$ et moyenne des valeurs maximales $\overline{F_{m,max,i}}$	effets de bord dus au coulage	Calcul de la moyenne
4	Epreuves de convenance (élément témoin)	Coefficient d'orientation des fibres	Traction directe	Prisme ou diabololo entaillé prélevé par sciage sur élément témoin	≥ 6 par direction principale de traction étudiée	Détermination force maxi sur éprouvettes sciées $F_{s,max,i}$ Moyenne des valeurs maxi $\overline{F_{s,max,i}}$ Minimum des valeurs maxi $\max_i (F_{s,max,i})_{\min}$	effets de bord dus au coulage, au sciage et à l'entaillage.	$K_{global} = \frac{\overline{F_{m,max,i}}}{\overline{F_{s,max,i}}}$ $K_{local} = \frac{\overline{F_{m,max,i}}}{(\overline{F_{s,max,i}})_{\min}}$

Tableau 1.2.b : résumé de la méthode utilisée pour déterminer le comportement en traction des éléments épais avec un matériau adoucissant ou faiblement écouissant (type 1 ou 2) – caractérisation par tests en traction directe

		<i>Determination of parameters</i>	<i>Type of test</i>	<i>Prism or specimen</i>	<i>Number of tests</i>	<i>Data processing</i>	<i>Correction to be applied to processed data</i>	<i>Determination of parameter</i>
1	Design tests	$f_{cm,el}$, mean value $f_{cik,el}$, characteristic value	Direct tensile test	Prism or cast diabolo (unnotched)	≥ 6	Determination of non-linearity threshold		Statistical processing (appendix 1)
2	Design tests	Characteristic and mean $\sigma(\omega)$ curve	Direct tensile test	Cast prism or diabolo (notched)	≥ 6		Edge effects due to placement	Point-by-point statistical processing
3	Suitability tests (cast specimens)	Maximum force	Direct tensile test	Cast, notched prism or diabolo cast at same time as mock-up	≥ 6	Determination of maximal force on each cast specimen $F_{m,max,i}$ and mean value of these maximal values $\overline{F_{m,max,i}}$	Edge effects due to placement	Calculation of mean value
4	Suitability tests (mockup)	Fibre-orientation coefficient	Direct tensile test	Notched prisms sawn from mock-up	≥ 6 by principal tension direction studied	Determination of maximal force on each sawn specimens $F_{s,max,i}$ Mean value of maximal forces $\overline{F_{s,max,i}}$ Minimum of these maximal forces $(F_{s,max,i})_{\min}$	Edge effects due to placement and sawing	$K_{global} = \frac{\overline{F_{m,max,i}}}{\overline{F_{s,max,i}}}$ $K_{local} = \frac{\overline{F_{m,max,i}}}{(F_{s,max,i})_{\min}}$

Table 1.2.b: Summary of the method used to determine the tensile constitutive law of thick elements with strain-softening or low strain-hardening concrete (type 1 or 2) – characterisation by direct tensile tests

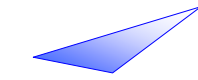


		Détermination des paramètres	Type d'essai	Eprouvette ou échantillon	Nombre de tests	Traitement des données	Correction à appliquer aux données traitées	Détermination du paramètre
1	Epreuves d'études	$f_{ctm,el}$, valeur moyenne $f_{ctk,el}$, valeur caractéristique	flexion 4 points	Prisme moulé (non entaillé)	≥ 6	Détermination du seuil de non-linéarité	Effet d'échelle (formule du §1.4.4.1)	Traitement statistique (annexe 1)
2	Epreuves d'études	Loi $\sigma_t(\epsilon)$ moyenne et caractéristique	flexion 4 points	Prisme moulé (non entaillé)	≥ 6	Analyse inverse (voir annexe 3)	Effets de bord dus au coulage	Traitement statistique point par point
3	Epreuves de convenueance (éprouvettes moulées)	Pics des lois M-flèche	flexion 4 points	Prisme moulé (non entaillé), coulé en même temps que l'élément témoin	≥ 6	Détermination moment maxi sur éprouvettes moulées $M_{m,max,i}$ et moyenne des valeurs maximales $\overline{M_{m,max,i}}$	effets de bord dus au coulage	Calcul de la moyenne
4	Epreuves de convenueance (élément témoin)	Coefficient d'orientation des fibres	flexion 4 points	Prismes prélevés par sciage sur élément témoin	≥ 6 par direction principale de traction étudiée	Détermination moment maxi sur éprouvettes sciées $M_{s,max,i}$ Moyenne des valeurs maxi $\overline{M_{s,max,i}}$ Minimum des valeurs maxi $(M_{s,max,i})_{\min}$	effets de bord dus au coulage et aux sciages.	$K_{global} = \frac{\overline{M_{m,max,i}}}{\overline{M_{s,max,i}}}$ $K_{local} = \frac{\overline{M_{m,max,i}}}{(M_{s,max,i})_{\min}}$

Tableau 1.3.a : résumé de la méthode utilisée pour déterminer le comportement en traction des éléments épais avec un matériau très écrouissant (type 3) – caractérisation par tests en flexion

		Determination of parameters	Type of test	Prism or specimen	Number of tests	Data processing	Correction to be applied to processed data	Determination of parameter
1	Design tests	$f_{ctm,el}$, mean value $f_{ctk,el}$, characteristic value	4-point bending	Cast prism (unnotched)	≥ 6	Determination of non-linearity threshold	Scale effect (formula in §1.4.4.1.)	Statistical processing (appendix 1)
2	Design tests	Characteristic and mean $\sigma(\omega)$ curve	4-point bending	Cast prism (notched)	≥ 6	Back analysis (see annex 3)	Edge effects due to placement	Point-by-point statistical processing
3	Suitability tests (cast specimens)	M-deflection law peaks	4-point bending	Cast, notched prism cast at same time as mock-up	≥ 6	Determination of maximum moment on each cast specimens $M_{m,max,i}$ and average maximum value $\overline{M_{m,max,i}}$	Edge effects due to placement	Calculation of average
4	Suitability tests (control)	Fibre-orientation coefficient	4-point bending	Notched prisms sawn from mock-up	≥ 6 by principal tension direction studied	Determination of max moment on sawn specimens $M_{s,max,i}$ Average max value $\overline{M_{s,max,i}}$ Minimum maximum value $(M_{s,max,i})_{\min}$	Edge effects due to placement and sawing	$K_{global} = \frac{\overline{M_{m,max,i}}}{\overline{M_{s,max,i}}}$ $K_{local} = \frac{\overline{M_{m,max,i}}}{(M_{s,max,i})_{\min}}$

Table 1.3.a: Summary of the method used to determine the tensile constitutive law of thick elements with high strain-hardening concrete (type 3) – characterisation by bending tests



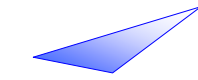
		Détermination des paramètres	Type d'essai	Eprouvette ou échantillon	Nombre de tests	Traitement des données	Correction à appliquer aux données traitées	Détermination du paramètre
1	Epreuves d'études	$f_{ctm,el}$, valeur moyenne $f_{ctk,el}$, valeur caractéristique	Traction directe	Prisme ou diabolé moulé (non entaillé)	≥ 6	Détermination du seuil de non-linéarité		Traitement statistique (annexe 4)
2	Epreuves d'études	Loi $\sigma_t(\epsilon)$ moyenne et caractéristique	Traction directe	Prisme ou diabolé moulé (non entaillé)	≥ 6		Effets de bord dus au coulage	Traitement statistique point par point
3	Epreuves de convenance (éprouvettes moulées)	Force maximale	Traction directe	Prisme ou diabolé moulé (non entaillé), coulé en même temps que l'élément témoin	≥ 6	Détermination force maxi sur éprouvettes moulées $F_{m,max,i}$ et moyenne des valeurs maximales $\overline{F_{m,max,i}}$	effets de bord dus au coulage	Calcul de la moyenne
4	Epreuves de convenance (élément témoin)	Coefficient d'orientation des fibres	Traction directe	Prisme ou diabolé (non entaillé) prélevé par sciage sur élément témoin	≥ 6 par direction principale de traction étudiée	Détermination force maxi sur éprouvettes sciées $F_{s,max,i}$ Moyenne des valeurs maxi $\overline{F_{s,max,i}}$ Minimum des valeurs maxi $\max_i (F_{s,max,i})_{\min}$	effets de bord dus au coulage et au sciage	$K_{global} = \frac{\overline{F_{m,max,i}}}{\overline{F_{s,max,i}}}$ $K_{local} = \frac{\overline{F_{m,max,i}}}{(\overline{F_{s,max,i}})_{\min}}$

Tableau 1.3.b : résumé de la méthode utilisée pour déterminer le comportement en traction des éléments épais avec un matériau très écrouissant (type 3) – caractérisation par tests en traction directe



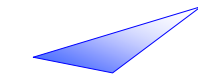
		Determination of parameters	Type of test	Prism or specimen	Number of tests	Data processing	Correction to be applied to processed data	Determination of parameter
1	Design tests	$f_{ctm,el}$, mean value $f_{ctk,el}$, characteristic value	Direct tensile test	Prism or cast diabolo (unnotched)	≥ 6	Determination of non-linearity threshold		Statistical processing (appendix 1)
2	Design tests	Characteristic and mean $\sigma(\omega)$ curve	Direct tensile test	Cast prism or diabolo (unnotched)	≥ 6		Edge effects due to placement	Point-by-point statistical processing
3	Suitability tests (cast specimens)	Maximum force	Direct tensile test	Cast prism or diabolo (unnotched) cast at same time as mock-up	≥ 6	Determination of maximum force on each cast specimen $F_{m,max,i}$ and average of the maximum values $\overline{F_{m,max,i}}$	Edge effects due to placement	Calculation of mean value
4	Suitability tests (mockup)	Fibre-orientation coefficient	Direct tensile test	Cast prism or diabolo (unnotched) sawn from mock-up	≥ 6 by principal tension direction studied	Determination of max force on sawn specimens $F_{s,max,i}$ Average of the max values $\overline{F_{s,max,i}}$ Minimum of the maximum values $(F_{s,max,i})_{\min}$	Edge effects due to placement and sawing	$K_{global} = \frac{\overline{F_{m,max,i}}}{\overline{F_{s,max,i}}}$ $K_{local} = \frac{\overline{F_{m,max,i}}}{(F_{s,max,i})_{\min}}$

Table 1.3.b : Summary of the method used to determine tensile constitutive law in thick elements with high strain-hardening concrete (type 3) – characterisation by direct tensile tests



		Détermination des paramètres	Type d'essai	Eprouvette ou échantillon	Nombre de tests	Traitement des données	Correction à appliquer aux données traitées	Détermination du paramètre
1	Epreuves d'études	$f_{ctm,el}$, valeur moyenne $f_{ctk,el}$, valeur caractéristique	Test par flexion 4 points	Plaque mince moulée (non entaillée)	≥ 6	Détermination du seuil de non-linéarité		Traitement statistique (annexe 1)
2	Epreuves d'études	Loi $\sigma(\epsilon)$ moyenne et caractéristique	Test par flexion 4 points	Plaque mince moulée (non entaillée)	≥ 6 par direction principale de traction étudiée	Analyse inverse simplifiée ou exacte		Traitement statistique point par point (annexe 1)
3	Epreuves de convenueance (éprouvettes moulées)	Pics des lois M-flèche	Test par flexion 4 points	Plaque mince moulée (non entaillée), coulée en même temps que l'élément témoin	≥ 6	Détermination moment maxi sur éprouvettes moulées $M_{m,max,i}$ et moyenne des valeurs maximales $\overline{M_{m,max,i}}$		Calcul de la moyenne
4	Epreuves de convenueance (élément témoin)	Coefficient d'orientation des fibres	Flexion 4 points	Prismes prélevés par sciage sur élément témoin	≥ 6 par direction principale de traction étudiée	Détermination moment maxi sur éprouvettes sciées $M_{s,max,i}$ Moyenne des valeurs maxi $\overline{M_{s,max,i}}$ Minimum des valeurs maxi $\left(M_{s,max,i}\right)_{\min}$	Effets de bord dus au sciage	$K_{global} = \frac{\overline{M_{m,max,i}}}{\overline{M_{s,max,i}}}$ $K_{local} = \frac{\overline{M_{m,max,i}}}{\left(M_{s,max,i}\right)_{\min}}$

Tableau 1.4.a : résumé de la méthode utilisée pour déterminer le comportement en traction des éléments minces– caractérisation par tests en flexion



		Determination of parameters	Type of test	Prism or specimen	Number of tests	Data processing	Correction to be applied to processed data	Determination of parameter
1	Design tests	$f_{cm,el}$, mean value $f_{cik,el}$, characteristic value	4-point bending test	Thin cast plate (not notched)	≥ 6	Determination of non linearity threshold		Statistical processing (appendix 1)
2	Design tests	Characteristic and mean $\sigma(\omega)$ curve	4-point bending test	Thin cast plate (unnotched)	≥ 6 by main tension direction studied	Simplified or accurate back analysis		Point-by-point statistical processing (appendix 1)
3	Suitability tests (cast specimens)	M-deflection law peaks	4-point bending test	Thin cast plate (unnotched) cast as same time as control	≥ 6	Determination of maximum moment on each cast specimens $M_{m,max,i}$ and average of the maximum values $\overline{M}_{m,max,i}$		Calculation of mean value
4	Suitability tests (control)	Fibre-orientation coefficient	4-point bending test	Prisms sawn from mock-up	≥ 6 by principal tension direction studied	Determination of max moment on sawn specimens $M_{s,max,i}$ Average of the max values $\overline{M}_{s,max,i}$ Minimum of the maximum values $(M_{s,max,i})_{\min}$	Edge effects due to placement and sawing	$K_{global} = \frac{\overline{M}_{m,max,i}}{\overline{M}_{s,max,i}}$ $K_{local} = \frac{\overline{M}_{m,max,i}}{(M_{s,max,i})_{\min}}$

Table 1.4.a – Summary of method used to determine the tensile constitutive law of thin components – characterisation by bending tests

		Détermination des paramètres	Type d'essai	Eprouvette ou échantillon	Nombre de tests	Traitement des données	Correction à appliquer aux données traitées	Détermination du paramètre
1	Epreuves d'études	$f_{ctm,el}$, valeur moyenne $f_{ctk,el}$, valeur caractéristique	Traction directe	Prisme ou diabololo moulé (non entaillé)	≥ 6	Détermination du seuil de non-linéarité		Traitement statistique (annexe 4)
2	Epreuves d'études	Loi $\sigma_t(\epsilon)$ moyenne et caractéristique	Traction directe	Prisme ou diabololo moulé (non entaillé)	≥ 6			Traitement statistique point par point
3	Epreuves de convenueance (éprouvetttes moulées)	Force maximale	Traction directe	Prisme ou diabololo moulé (non entaillé), coulé en même temps que l'élément témoin	≥ 6	Détermination force maxi sur éprouvettes moulées $F_{m,max,i}$ et moyenne des valeurs maximales $\overline{F_{m,max,i}}$		Calcul de la moyenne
4	Epreuves de convenueance (élément témoin)	Coefficient d'orientation des fibres	Traction directe	Prisme ou diabololo (non entaillé) prélevé par sciage sur élément témoin	≥ 6 par direction principale de traction étudiée	Détermination force maxi sur éprouvettes sciées $F_{s,max,i}$ Moyenne des valeurs maxi $\overline{F_{s,max,i}}$ Minimum des valeurs maxi $\left(F_{s,max,i}\right)_{\min}$	Effets de bord dus au sciage	$K_{global} = \frac{\overline{F_{m,max,i}}}{\overline{F_{s,max,i}}}$ $K_{local} = \frac{\overline{F_{m,max,i}}}{\left(F_{s,max,i}\right)_{\min}}$

Tableau 1.4.b : résumé de la méthode utilisée pour déterminer le comportement en traction des éléments minces– caractérisation par tests en traction directe



		Determination of parameters	Type of test	Prism or specimen	Number of tests	Data processing	Correction to be applied to processed data	Determination of parameter
1	Design tests	$f_{ctm,el}$, mean value $f_{ctk,el}$, characteristic value	Direct tensile test	Prism or cast diabolo (unnotched)	≥ 6	Determination of non-linearity threshold		Statistical processing (appendix 1)
2	Design tests	Characteristic and mean $\sigma(\omega)$ curve	Direct tensile test	Cast prism or diabolo (unnotched)	≥ 6			Point-by-point statistical processing
3	Suitability tests (cast specimens)	Maximum force	Direct tensile test	Cast prism or diabolo (unnotched) cast at same time as control	≥ 6	Determination of maximum force on each cast specimens $F_{m,max,i}$ and average of the maximum values $\overline{F_{m,max,i}}$		Calculation of average
4	Suitability tests (control)	Fibre-orientation coefficient	Direct tensile test	Cast prism or diabolo (unnotched) sawn from mock-up	≥ 6 by principal tension direction studied	Determination of max force on sawn specimens $F_{s,max,i}$ Average of the max values $\overline{F_{s,max,i}}$ Minimum of the maximum values $(F_{s,max,i})_{\min}$	Edge effects due to placement and sawing	$K_{global} = \frac{\overline{F_{m,max,i}}}{\overline{F_{s,max,i}}}$ $K_{local} = \frac{\overline{F_{m,max,i}}}{(F_{s,max,i})_{\min}}$

Table 1.4.b: Summary of method used to determine the tensile constitutive law of thin components – characterisation by direct tensile tests

Commentaires sur tableaux précédents :

1 : lors des épreuves d'étude et de convenance, des critères d'acceptation doivent être respectés (voir partie 1.12)

2 : dans le cas où les coefficients K obtenus après épreuve de convenance sont supérieurs à ceux pris en compte dans le dimensionnement, il est encore possible de vérifier le dimensionnement avec ces mêmes coefficients mais appliqués cette fois-ci aux lois issues des éprouvettes moulées des épreuves de convenance au lieu des lois issues des épreuves d'étude.

Ceci peut s'avérer suffisant, à condition bien sûr que les résultats sur éprouvettes moulées en épreuves de convenance vérifient les critères d'acceptation définis en 1.12.2

Comments on tables above:

1 : during the design and suitability tests, certain acceptance criteria must be respected (see part 1.12).

2 : if the K factors obtained after a suitability test are higher than those used for dimensioning, it is still possible to verify the dimensioning with the same coefficients but applied this time to the laws obtained with the cast specimens used for the suitability tests.

This may prove sufficient, provided of course that the results obtained with the cast specimens used for the suitability tests verify the acceptance criteria defined in 1.12.2.

1.5. Module d'élasticité statique

Les résultats expérimentaux avec les différents BFUP connus à ce jour montrent :

- qu'il n'y a pas de formule simple permettant de relier le module à la résistance (cf. annexe 2),
- qu'on peut utiliser la théorie de l'homogénéisation (modèle tri-sphère du LCPC [LERO, 95]) qui donne de bons résultats,
- sinon on fait un essai de mesure directe du module.

Si rien n'est connu lors des phases d'études préliminaires de projet, il est suggéré de considérer la valeur indicative de 50 GPa.

Lors de phases d'étude plus détaillées, le module pris en compte doit résulter d'un essai.

1.5. Static modulus of elasticity

The experimental results obtained for the different UHPFRCs known to date demonstrate that:

- there is no simple formula that links the modulus to the compressive strength (see appendix 2),
- the LCPC's three-sphere model homogenization theory ([LERO, 95]) can be used and gives good results,
- otherwise, tests should be run to measure the modulus of elasticity directly.

If nothing is known at the preliminary design stage, 50 GPa can be taken as a guideline.

During the more detailed design stages, the modulus used must result from a test.

1.6. Coefficient de Poisson

Les valeurs du coefficient de Poisson de divers BFUP connus sont données dans le tableau de l'annexe 9.

A défaut d'autre valeur, on peut prendre $\nu = 0,2$

1.6. Poisson's ratio

The Poisson's ratios of the different known UHPFRC mixes are given in appendix 9.

A value of $\nu = 0.2$ can be taken if no other value is available.

1.7. Coefficient de dilatation thermique

Les valeurs du coefficient thermique de divers

1.7. Thermal expansion coefficient

The thermal expansion coefficients of the different known UHPFRC mixes are given in annex 9.

BFUP connus sont données dans le tableau de l'annexe 9.

A défaut, une valeur de $1,1 \cdot 10^{-5}$ m/m/°C peut être prise en compte.

A value of $1,1 \cdot 10^{-5}$ m/m/°C can be taken if no other value is available.

1.8. Influence d'un traitement thermique

Certains BFUP font l'objet de traitements thermiques (TT).

Les principaux objectifs visés par ces traitements sont les suivants :

atteinte plus rapide des résistances en compression et en traction,

diminution des effets différés de retrait et de fluage une fois le traitement thermique terminé,

amélioration des propriétés de durabilité.

Dans la pratique actuelle, deux types de traitement thermique peuvent être distingués. Ils peuvent être appliqués indépendamment l'un de l'autre.

* Le premier type appliqué dès les premières heures, correspond à la « cure thermique » (aussi appelée « accélération de l'hydratation par traitement thermique » par la NF EN 13369 ou plus communément « étuvage ») mentionnée par l'EN 1992-1-1. Il a pour finalité principale d'anticiper le début de prise et accélérer le durcissement initial du BFUP. Il s'effectue à une température modérée. L'expérience actuelle montre qu'une température inférieure à environ 65°C prévient le risque de formation différées d'ettringite (voir chapitre 3 sur ce sujet).

* Le second type de traitement thermique, s'applique lorsque le matériau est durci et a pour objectif le développement de nouveaux hydrates de manière à accroître encore davantage la résistance mécanique de la matrice cimentaire et à diminuer les déformations différées. Pour ce traitement thermique, les éléments sont portés à une température relativement élevée (de l'ordre de 90°C) et à un degré d'humidité proche de la saturation plusieurs heures après la prise du béton. Dans ce cas, les caractéristiques de durabilité sont améliorées et la diminution des effets différés est importante.

Ce deuxième type de traitement thermique doit également éviter le risque de formation différée d'ettringite, et doit donc intervenir après la fin de prise (cf. chapitre 3).

La mise en œuvre de ces traitements thermiques nécessite ainsi une bonne connaissance et un dispositif de contrôle du temps de prise. Elle doit en effet tenir compte de façon précise des déformations thermiques et de retrait éventuellement gênées qui se développent au jeune âge et en particulier au cours

1.8 Effect of heat treatment

Some UHPFRCs undergo heat treatment (HT).

The main effects of heat treatment are as follows:

faster strengthening of concrete (compressive and tensile strength),

reduction of delayed shrinkage and creep effects once the heat treatment is finished,

improvement of durability.

In current practice, two kinds of heat treatment can be distinguished and applied independently of one another.

** The first type of heat treatment is applied during the first few hours and corresponds to the "heat curing" (also called "accelerated hydration by heat treatment" in NF EN 13369) described in EN 1992-1-1. Its aim is to anticipate the moment at which the UHPFRC starts to set and accelerate the initial hardening. It is carried out at a moderate temperature. Experience shows that a temperature of less than 65°C avoids the risk of delayed ettringite formation (see chapter 3 in this respect).*

** The second type of heat treatment is applied when the concrete has hardened. Its aim is to develop new hydrates in order to further increase the mechanical strength of the cement matrix and reduce the delayed deformations. For this type of heat treatment, the components are taken to a relatively high level temperature (about 90°C) and to moisture content close to saturation a few hours after the concrete has set. In this case, the durability characteristics are improved and there is a significant decrease in the delayed deformations.*

This second type of heat treatment must also avoid any risk of delayed ettringite formation and thus only be carried out after the concrete has set (see chapter 3).

The above heat treatment therefore requires good knowledge of the setting time and a reliable means of monitoring it. It must take into account, with precision, any thermal strain or restrained shrinkage that may develop at an early age, particularly during the said treatment.

de ces traitements.

Le traitement thermique est adapté et optimisé pour chaque formule ou composition de matériau. Dans la carte d'identité du matériau, on précisera si oui ou non, il y a traitement thermique et les modalités de ce dernier.

De manière générale, un compromis doit être trouvé entre d'un côté la résistance à court terme et de l'autre la résistance à long terme. En effet, un traitement thermique réalisé trop tôt peut faire baisser la résistance à long terme.

Les principaux effets du traitement thermique de type 2 (TT) sont les suivants :

après ce processus, les éléments ont atteint leur maturité finale et peuvent donc être utilisés comme tels sans attendre 28j ou plus comme pour les bétons traditionnels.

la résistance à la compression et la résistance en traction après traitement thermique sont supérieures d'environ 10% à la résistance à 28j avec conservation sous eau.

le retrait total après TT est nul.

le fluage est fortement réduit : coefficient de fluage égal à 0,2 au lieu de 0,8 sans TT.

- la durabilité est améliorée grâce à une réduction de la porosité.

The heat treatment is adapted and optimised for each concrete mix or composition. The technical description of the concrete will indicate whether or not heat treatment has been carried out and if so, the method used.

A compromise generally has to be found between short-term and long-term strength.

Heat treatment carried out too early in the process can decrease the long-term strength.

The main effects of type 2 heat treatment (HT) are as follows:

The heat-treated components have reached their final maturity and can therefore be used without waiting 28 days or more as is the case with ordinary concretes.

The compressive and tensile strength after heat treatment is about 10% higher than the 28-day strength with storage in water.

Total shrinkage after HT is zero.

Creep is significantly reduced: the creep coefficient is 0.2 instead of 0.8 without HT.

- *Durability is improved due to a reduction in the porosity.*

1.9. Retrait – fluage

Retrait

Pour les BFUP, sous réserve d'une cure humide adéquate pendant la prise, le retrait est principalement endogène. Dans le cas d'un traitement thermique du premier type défini en 1.8, le retrait s'effectue en partie pendant le traitement ; pour le traitement du second type défini en 1.8, on admet que la totalité du retrait est effectuée à la fin du traitement.

Si rien n'est connu lors de la phase d'étude préliminaire du projet, on adoptera les valeurs indicatives suivantes à long terme :

- en l'absence de traitement thermique : 550 $\mu\text{m/m}$ de retrait endogène et 150 $\mu\text{m/m}$ de dessiccation pour un environnement extérieur ou d'humidité relative moyenne d'environ 50 à 70 %
- pour le traitement du premier type : 550 $\mu\text{m/m}$ de retrait total, pour un environnement extérieur ou d'humidité relative moyenne d'environ 50 à 70 %
- pour le second type : retrait total de 550 $\mu\text{m/m}$ se produisant avant la fin du traitement thermique, au-delà retrait total nul.

1.9. Shrinkage - Creep

Shrinkage

In the case of UHPFRC, shrinkage is mainly endogenous, provided there is adequate moist curing during setting. In the case of a heat treatment of the first type defined in 1.8, shrinkage partly occurs during heat treatment. In the case of heat treatment of the second type defined in 1.8, it is considered that there will be no further shrinkage once the treatment is finished.

If nothing is known during the preliminary design phase, the following indicative value will be adopted for long term effects:

- *when there is no heat treatment: 550 $\mu\text{m/m}$ for endogenous shrinkage and 150 $\mu\text{m/m}$ for drying shrinkage in an outdoor environment with an average relative humidity of about 50 to 70%;*
- *for heat treatment of the first type: 550 $\mu\text{m/m}$ total shrinkage, for an outdoor environment with a relative humidity of 50 to 70%*
- *for the second type: total shrinkage of 550 $\mu\text{m/m}$ before the end of the heat treatment, after which the total shrinkage is nil.*

La figure 1.6 présente un exemple de comparaison entre le traitement du second type et l'absence de traitement

Figure 1.6 gives an example of a comparison between treatment of the second type and no treatment

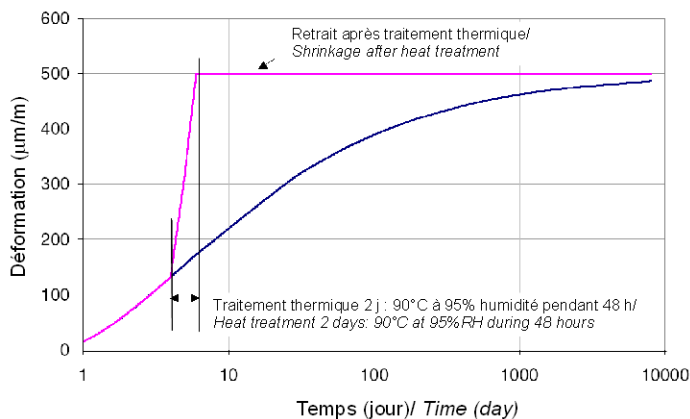


Figure 1.6 : Exemples de retrait d'un BFUP avec et sans traitement thermique
Figure 1.6 : Example of shrinkage of a UHPFRC with and without heat treatment

Fluage

Le fluage des BFUP est du même ordre que celui des BHP en l'absence de traitement. Il est fortement réduit par le traitement thermique du second type. Si rien n'est connu dans la phase d'étude préliminaire du projet, on adoptera les valeurs indicatives suivantes du fluage à long terme Φ :

- $\Phi = 0,8$ en l'absence de traitement ;
- $\Phi = 0,4$ avec traitement du premier type ;
- $\Phi = 0,2$ avec traitement du second type.

On trouvera à l'annexe 7 des exemples de résultats expérimentaux obtenus d'une part sur du BPR 200 avec traitement thermique de second type ou sans traitement, d'autre part sur deux BFUP à traitement du premier type. Ces exemples sont accompagnés de propositions de modélisation.

De façon générale, pour des structures sensibles au fluage (flèche et redistributions d'effort associées, pertes de précontrainte ...) il sera nécessaire d'effectuer une identification quantitative des déformations différées selon le BFUP choisi et sa maturité lors du chargement dans des conditions représentatives pour l'ouvrage. L'identification pourra conduire à une calibration des coefficients des lois de retrait-fluage selon les indications de l'EN 1992-2 annexe BB. A défaut ou à un stade préliminaire, des évaluations en fourchette pourront être adoptées.

Résistance sous charge à long terme

On admet que la réduction de résistance à long terme sous une contrainte soutenue importante est du

Creep

The creep of UHPFRC is similar to that of HPC if there is no treatment. It is considerably reduced by heat treatment of the second type. If nothing is known during the preliminary design phase of the project, the following indicative values of the long-term creep Φ will be adopted:

- $\Phi = 0.8$ if there is no treatment;
- $\Phi = 0.4$ with treatment of the first type;
- $\Phi = 0.2$ with treatment of the second type.

Appendix 7 gives examples of experimental results obtained for RPC 200 with heat treatment of the second type and without treatment, on the one hand, and for two UHPFRCs with treatment of the first type, on the other hand. These examples are accompanied by modelling proposals.

Generally speaking, for structures sensitive to creep (deflection and associated stress redistribution, loss of prestressing, etc.), a quantitative identification of the time-dependant deformation must be carried out according to the UHPFRC chosen and its maturity during loading under representative conditions for the structure. Identification could lead to a calibration of the shrinkage laws according to the indications of EN 1992-2 annex BB. Failing this or at a preliminary stage, a range of evaluations could be adopted.

Long-term strength under load

It is assumed that the long-term reduction in

même ordre que pour les bétons ordinaires et HP, ce qui conduit au facteur d'abattement 0,85 des règles françaises BAEL et BPEL. Quelques essais sur BPR (annexe 7, partie 2) semblent valider cette valeur.

1.10. Résistance aux chocs

Le comportement en dynamique rapide des BFUP a notamment été étudié dans la perspective d'applications à des conteneurs [TOUT, 99] ou à des structures de protection [REBE, 08], ce qui correspond à des vitesses de déformation locales élevées (au moins de l'ordre de 1 s^{-1}). Des essais de compression, de traction directe et d'écaillage sur éprouvettes, ainsi que des essais de flexion rapide sur plaques voire panneaux à l'échelle 1 ont été réalisés [REBE, 10]. Les résultats sont synthétisés ci-après [TOUT, 10].

Comme la plupart des bétons de fibres, les BFUP ont une importante capacité de dissipation d'énergie associée à la reprise d'efforts de traction au-delà de la fissuration, ce qui est a priori intéressant dans le cas de sollicitations dynamiques intenses vis-à-vis d'un enjeu de résistance d'ensemble. De plus, leur résistance en traction élevée peut permettre de maîtriser la fissuration en cas de chocs modérés.

Comme pour les matériaux cimentaires en général, les vitesses de déformation élevées entraînent, pour le milieu poreux qu'est le béton, une augmentation de la résistance en traction et en compression, le fluide visqueux (l'eau) contenu dans les pores du béton s'opposant pour une part importante à la déformation imposée du squelette [TOUT, 09]. La description empirique simplifiée, qui s'applique à l'ensemble des bétons et bétons de fibres, et se transpose aux BFUP, correspond à une augmentation de résistance en traction linéaire par rapport au logarithme de la vitesse de sollicitation (prise comme constante dans les essais d'identification). On trouve pour les BFUP connus une augmentation de $f_{ct,ei}$ de l'ordre de $+ 0,8 \text{ MPa/u.log}_{10}$, et jusqu'à $+ 1,5 \text{ MPa/u.log}_{10}$ lorsque des microfibres participent à la résistance avant perte de linéarité [PARA, 03]. Dans la phase post-pic, la matrice où s'effectue l'ancrage est déjà a priori endommagée, d'où une augmentation moins importante sur la contrainte post-fissuration que sur la résistance proprement dite. Ainsi pour les BFUP, on peut typiquement tenir compte d'une augmentation de f_{ctf} (résistance post-fissuration) de l'ordre de $+ 0,5 \text{ MPa/u.log}_{10}$ [TOUT, 98a].

Les indications quantitatives ci-dessus peuvent être utilisées en modifiant les lois de comportement « quasi-statiques » du matériau de façon analogue à ce qui peut être fait pour les bétons ou bétons de fibres ordinaires. Il convient de rester vigilant sur le fait que la distribution des fibres peut conduire à une

strength under high steady stress is in the same order of magnitude as for ordinary and HP concrete, which gives the reduction factor of 0.85 in the French BAEL and BPEL rules. A few tests on RPC (appendix 7, part 2) seem to validate this value.

1.10. Impact strength

The response of UHPFRC subjected to rapid dynamic loading was studied in connection with radioactive-waste container applications [TOUT, 99] or protective structures [REBE, 08], which corresponds to high localized strain rates (at least in the order of 1 s^{-1}). Compression, direct tensile and spalling tests on specimens and rapid bending tests on plates or even full-scale panels were carried out [REBE, 10], the results of which are summarised below [TOUT, 10].

Like most fibre-reinforced concretes, UHPFRCs have a high energy-dissipation capacity combined with the transfer of tensile stress after cracking, which could be of interest when intense dynamic loads are involved and the overall strength is an issue. The concrete's high tensile strength also means that cracking can be controlled even in the case of moderate impact.

Like cementitious materials in general, high rates of strain in a porous material such as concrete engender an increase in tensile and compressive strength since the viscous fluid (water) in the pores of the concrete puts up considerable opposition to imposed deformation of the skeleton [TOUT, 09]. The simplified empirical description which applies to all concretes and fibre-reinforced concretes and can be transposed to UHPFRCs, corresponds to a linear increase in tensile strength versus a logarithmic increase in load rate (considered to be constant in the identification tests). For known UHPFRCs, the tensile strength f_t increases by about $0.8 \text{ MPa/u.log}_{10}$ unit, and up to $1.5 \text{ MPa/u.log}_{10}$ unit when the microfibres contribute to the strength before loss of linearity [PARA, 03]. In the post-peak phase, the matrix in which the fibres are anchored is presumably already damaged, whence a smaller increase in the post-cracking stress than in the overall strength. Thus for UHPFRCs, an increase in the post-cracking tensile strength f_{ctf} (post-cracking strength) of about 0.5 MPa/log_{10} unit can generally be assumed (TOUT, 98-a).

The quantitative indications given above can be used by modifying the "quasi-static" constitutive laws of the material in the same way as for ordinary concretes and fibre concretes. However, it must be

anisotropie importante des propriétés tant statiques que dynamiques [TOUT, 98b], et que pour une application où le comportement au choc est critique une identification propre au BFUP employé devrait être conduite.

borne in mind that the fibre distribution can lead to considerable anisotropy of both the static and dynamic properties [TOUT, 98-b], and that, for an application where the impact behaviour is critical, a specific identification must be carried out for the UHPFRC used.

1.11. Etude, fabrication et mise en œuvre des BFUP

1.11. Design, batching, and placement of UHPFRC

La rédaction de ce paragraphe s'inspire de celle de spécifications utilisables dans un cadre contractuel.

The content of this paragraph is based on specifications that can be used in a contractual framework.

1.11.1 Prescriptions générales

1.11.1 General requirements

Grâce à l'emploi d'adjuvants tels que les plastifiants-réducteurs d'eau, et les super-plastifiants-fluidifiants, les formules de BFUP présentent généralement un faible rapport eau sur liant $E_{eff} / (C+kA)$.

Due to the use of admixtures such as plasticizers/water reducers and superplasticizers, UHPFRC mixes generally have a low water-binder ratio, $W_{eff} / (C+kA)$.

La maîtrise des quantités d'eau apportées dans le béton par les différents constituants fait l'objet d'une attention particulière (eau d'ajout, eau absorbée par les granulats, eau des adjuvants).

Special attention should be paid to controlling the quantities of water added to the concrete by the different ingredients (mix water, water in aggregate and admixtures).

L'utilisation des BFUP est faite sous la forme de formulation pré-mélangée à sec ou à partir de constituants séparés comme pour les BHP courants. Dans tous les cas un soin particulier doit être apporté au suivi de la régularité des constituants.

UHPFRCs are used either in the form of premixed dry ingredients or as separate ingredients, in the same way as standard HPC mixes. In all cases the regularity of the ingredients provided must be carefully monitored.

D'une façon générale la composition des BFUP suit la démarche suivante :

Generally speaking, the mix design of UHPFRC should follow the following procedure:

établissement de la formulation nominale par le biais d'essais d'étude,

the nominal mix design is established on the basis of design tests,

confirmation de la formulation par des essais de convenance,

the mix design is confirmed by means of suitability tests, routine checks are carried out to monitor production.

suivi de fabrication par des essais de contrôle.

1.11.2 Composition

1.11.2 Mix design

La formule nominale d'un BFUP est fixée pour obtenir un mètre cube de béton en œuvre.

A UHPFRC nominal mix design is defined to obtain one cubic metre of concrete in place.

Elle est proposée par le fournisseur qui s'engage sur une approche performantielle répondant au cahier des charges.

It is proposed by the manufacturer who commits to performance-based requirements corresponding to the contract specifications.

La composition rendue contractuelle est définie :

The contractually-binding mix design is defined:

- soit par la quantité de prémix, d'adjuvants complémentaires, d'eau et de fibres, dans le cas de BFUP avec prémélange des poudres,

either by the overall quantity of premix, supplementary admixtures, water, and fibres in the case of UHPFRC made from premixed ingredients,

or by the quantities of the individual ingredients in the case

- soit par la quantité de chaque composant dans le cas d'absence de prémélange.

Dans ce dernier cas, la formule nominale indique :

- la dénomination et le poids des diverses catégories de granulats (matériaux secs),
- la dénomination et le poids du ciment (avec indication de la quantité de fumée de silice dans le cas d'un ciment pré-dosé en fumée de silice),
- la dénomination et le poids sec de chaque addition (fumée de silice, filler, cendres volantes, laitier),
- le volume total d'eau : volume d'eau de gâchage plus volume d'eau apporté par les différents constituants (granulats, additions éventuelles, adjuvants),
- la dénomination et le poids d'extraits secs des adjuvants éventuels.

of UHPFRC made without premixed ingredients,

In the latter case, the nominal mix design gives:

the designation and weight of each class of aggregates (dry ingredients),

designation and weight of cement (indicating the quantity of silica fume in the case of a cement with premixed silica fume),

designation and dry weight of each addition (silica fume, filler, fly ash, slag),

total volume of water: volume of mix water and volume of water in each ingredient (aggregate, any additions, admixtures),

designation and weight of dry extracts of any admixtures.

1.11.3 Fabrication des BFUP

Tolérances sur les Prémix

Les tolérances sur le Prémix sont fixées et contrôlées conformément à la fiche qualité du producteur qui doit accompagner chaque lot livré.

Il est recommandé d'effectuer des prélèvements conservatoires sur chaque fourniture.

Tolérances sur les matières premières

La qualité des matériels de dosage et les méthodes de conduite doivent permettre de satisfaire une tolérance de $\pm 2\%$ de chaque composant pesé.

Pour les épreuves d'étude, ces tolérances devraient être réduites sur les poudres à $\pm 1\%$ si le fournisseur de prémélange sec est capable de garantir cette précision sur chaque constituant entrant dans le premix lors de sa fabrication.

Exigences particulières sur le matériel de fabrication

Dans le cas de formulation sans prémélange à sec, des mesures de teneur en eau des sables, des gravillons et cailloux sont effectuées régulièrement pour permettre la correction des quantités d'eau à introduire.

La saturation, sans excès d'eau, des gravillons et cailloux peut faciliter une meilleure maîtrise de la teneur en eau.

1.11.3 Batching of UHPFRC

Tolerances for premix

The tolerances for premixes are determined and checked according to the manufacturer's quality control sheet delivered with each batch.

It is recommended that samples of each delivery be kept.

Tolerances for raw materials

The quality of the batching materials and methods used should enable a tolerance of $\pm 2\%$ to be respected for each weigh-batched ingredient.

For powders the tolerance should be reduced to $\pm 1\%$ at the design-test stage if the premix manufacturer is able to guarantee this level of accuracy for each ingredient introduced into the premix.

Special requirements for batching equipment

In the case of a mix design that does not include premixed dry ingredients, the water content of sand and other aggregates must be measured at regular intervals so that the quantities of mix water to be added can be corrected.

Saturation (without excess water) of coarse aggregates (as opposed to sand) can facilitate better control of water content.

The measuring range of weigh batchers should be

Les bascules ont des portées appropriées à la capacité nominale C exprimée en m^3 du malaxeur. Les portées (en tonnes) sont inférieures à :

- pour les granulats, ciment, eau, ou prémix, une valeur permettant d'obtenir une précision de $\pm 2\%$
- fumée de silice pesée séparément : $0,1 C$
- autre addition pesée séparément : $0,15 C$
- ciment et une ou plusieurs additions pesées simultanément (dans ce cas, le ciment est introduit en premier sur la bascule) : $0,6 C$

consistent with the nominal capacity C of the mixer in cubic metres. Measuring ranges (in tonnes) should be less than the following:

- for aggregate, cement, water and premix, a value resulting in a precision of $\pm 2\%$
- silica fume weighed separately: $0.1 C$
- other addition weighed separately: $0.15 C$
- cement and one or more other additions weighed together (in this case, the cement is put on the weigh batcher first): $0.6 C$

1.11.4 Transport des BFUP

La durée entre la fabrication du BFUP et sa mise en place doit rester compatible avec d'une part les moyens de production et de mise en œuvre, et d'autre part les conditions de vibration, qui doivent être optimisées compte tenu de leur incidence sur l'orientation des fibres dans le BFUP en place.

Aucun ajout d'adjuvant ou d'eau n'intervient après la fabrication du béton.

1.11.4 Transporting UHPFRCs

The time between batching and placing the UHPFRC must be consistent with both the batching and placing plants and the vibration conditions which need to be optimised due to the repercussions on fibre alignment in the UHPFRCs in-situ.

Neither water nor admixtures may be added after batching.

1.11.5 Mise en œuvre des BFUP

Mise en œuvre - Vibration

La mise en œuvre des BFUP est à faire avec précautions compte tenu de la fluidité de certains d'entre eux (auto-plaçants).

Des hauteurs de chute supérieures à 0,50 m ne sont pas recommandées. Si celles-ci ne peuvent être évitées, il convient de mener une étude justificative préalable démontrant la non ségrégation des fibres de la pâte de ciment et l'absence de formation d'oursins. Les moyens de vibration doivent être adaptés à la fluidité et à la consistance particulière des BFUP.

Un coulage en continu est également recommandé. Dans le cas d'un phasage discontinu avec interruptions de bétonnage, ou d'un délai important entre coulages successifs, une croûte superficielle est susceptible de se former en surface de la dernière couche coulée. La dessiccation de surface doit être évitée et un mariage des couches doit alors être effectué (par piquage ou autres) afin d'assurer la continuité des fibres.

Bétonnage par temps froid

1.11.5 UHPFRC placement

Placement - Vibration

UHPFRCs should be placed with care due to the flowability of some mixes (self-compacting).

Drop heights in excess of 0.50 m are not recommended. If they cannot be avoided, an appropriate test should be carried out beforehand to demonstrate that there is no segregation of fibres from the cement paste nor any formation of fibre clusters. Vibration systems should be adapted to the flowability and special consistency of UHPFRCs.

It is also recommended that the concrete be poured without interruption. In the case of a discontinuous process with interrupted concreting or in the case of a long delay between batches, a skin may form on the surface of the last concrete layer poured. Surface drying must be avoided and concrete layers must be joined together (by rodding the interface surface, for example) to ensure fibre continuity.

Concreting in cold weather

Lorsque la température extérieure descend au-dessous de + 5°C, tout bétonnage est déconseillé sauf dispositions spéciales telles que:

- réchauffage des granulats et/ou de l'eau de gâchage,
- utilisation de coffrages en bois épais ou isolé,
- utilisation d'un adjuvant accélérateur de prise et de durcissement.

Lorsque la température extérieure est comprise entre + 5°C et + 10°C au moment du bétonnage, des éprouvettes d'information sont confectionnées pendant le bétonnage et sont conservées dans des conditions climatiques identiques à celles de l'ouvrage. Une éprouvette est testée en compression juste avant le décoffrage qui n'est autorisé que si la résistance le permet et l'opération est répétée si nécessaire.

Tous les produits doivent être stockés conformément aux prescriptions des fournisseurs.

Lorsque la température extérieure est supérieure à 35°C, des précautions particulières doivent être prises pour éviter des températures trop importantes au cœur des pièces. Ces précautions sont analogues aux dispositions qui peuvent être retenues pour des bétons classiques (refroidissement de l'eau de gâchage, ...).

Il convient en particulier de tenir compte de la sensibilité des superplastifiants à la température, qui se traduit par des évolutions importantes de la durée de la période dormante (avant prise).

Cure du béton

La cure des BFUP doit être systématique et particulièrement soignée, en raison d'un ressuage très faible à inexistant.

Les dispositions retenues doivent être validées par les épreuves de convenance.

La cure des reprises est systématique : elle doit empêcher notamment la dessiccation du béton avant sa prise, et sa microfissuration pendant la prise. Elle doit être soignée et validée par une épreuve de convenance spécifique.

Cinétique de durcissement

Un suivi maturométrique peut être envisagé pour qualifier la montée en résistance du BFUP. En effet, ces bétons présentent une période dormante pouvant être importante et fortement dépendante des conditions extérieures. Lorsque la résistance est recherchée à court-terme, la maturométrie peut être une solution pertinente.

When the outdoor temperature falls below + 5° C, concreting is not recommended unless special arrangements are made, such as:

- *heating of aggregate and/or mix water,*
- *use of thick timber or insulated forms,*
- *use of setting and hardening accelerators.*

When the outdoor temperature is between + 5°C and + 10°C at the time of concreting, follow-up specimens are made during concreting and kept in climatic conditions identical to those of the structures. The compressive strength of a specimen is tested just before demoulding. Demoulding is authorized only if the concrete strength is suitable. The test is repeated on other specimens if necessary.

All the products must be stored in accordance with the supplier's instructions.

When the outdoor temperature is higher than 35° C, special precautions should be taken to prevent high temperatures inside thick components. These precautions are similar to those which can be adopted for ordinary concretes (cooling of mixing water, etc.).

In particular, the sensitivity of superplasticizers to temperature, which results in important changes in the length of the dormant period (before setting) must be taken into account.

Concrete curing

Special attention should be paid to the curing of UHPFRCs because of its very low or even non-existent bleeding.

The measures adopted must be validated by concrete suitability tests.

Construction joints should be systematically cured, particularly in order to prevent the concrete drying out before setting and micro-cracking during setting. Curing must be carried out with care and validated by a special concrete suitability test.

Hardening kinetics

Maturity monitoring can be envisaged to qualify the increase in strength of UHPFRC. These concretes have a dormant period that can be very long and highly dependant on external conditions. When short-term strength is required, maturity monitoring can be a pertinent solution.

1.12 Epreuves

1.12.1 Epreuve d'étude

Les épreuves d'étude ont pour objectifs de préciser la composition de la formule nominale du béton et de vérifier que la formule permet de satisfaire les spécifications du projet en tenant compte des tolérances de fabrication

Les éléments de base exigés lors de ces études sont les suivants :

- courbe de comportement en compression (résistance caractéristique, module, et allongement à rupture),
- courbe de comportement en traction (valeur de $f_{ct,el}$ et loi de comportement post-fissuration),
- densité, porosité, coefficient de dilatation thermique, valeurs du retrait, et du fluage.

D'autres exigences particulières peuvent être imposées :

- résistance au gel dégel,
- résistance au feu,
- mesure directe de chaux libre et pH à cœur,
- mesure d'indicateurs de durabilité adaptés aux exigences du projet,
- mesure de résistance à l'abrasion.

Pour les matériaux connus disposant d'une carte d'identité chez le fournisseur (cas par exemple de formules disponibles en pré-mélange à sec), les épreuves d'étude peuvent se réduire à la fourniture au client de l'ensemble des résultats d'essais récents permettant de justifier les caractéristiques annoncées dans la fiche d'identité du produit. Si certaines spécifications imposées par le marché ne sont pas justifiées dans les fiches du produit, des essais spécifiques sont réalisés pour répondre à la commande.

L'annexe 5 précise les éléments qui doivent figurer dans une carte d'identité fournisseur.

Les épreuves d'études doivent par ailleurs vérifier que l'ensemble des exigences sont encore respectées si les proportions des constituants atteignent les valeurs limites tolérées compte tenu des moyens prévus pour la mise en œuvre, ou si des modifications sont intervenues dans la nature ou la provenance de certains composants.

L'épreuve d'études porte sur les gâchées suivantes :

trois gâchées selon la formule nominale,

1.12 Tests

1.12.1 Design tests

The purpose of design tests is to mention the proposed nominal mix design but also to check that the mix design satisfies the contract specifications according to the tolerances for fabrication.

The basic data required during design testing is:

- *compressive strength curve (characteristic strength, modulus of elasticity, elongation at failure)*
- *tensile strength curve ($f_{ct,el}$ value and post-cracking constitutive law),*
- *density, porosity, thermal expansion coefficient, creep and shrinkage values.*

Other specifications may be imposed :

- *resistance to freeze/thaw*
- *fire resistance*
- *direct measurement of free lime and internal pH.*
- *Durability indicators measurement adapted to the project*
- *Abrasion resistance measurement*

For a well known UHPFRC with a full "Technical description" (this is the case of materials commercially available in the form of premixed bags of dry ingredients), design tests amount to giving the client all the recent test results substantiating the characteristics indicated on the product technical description. If any of the contractual requirements are not substantiated in the product technical description, special tests corresponding to the contract specifications should be carried out.

The annex 5 indicates what data shall contain a product "technical description".

The purpose of design testing is also to check that the contract requirements are still met if, taking account of the expected conditions of site placement, the proportions of any ingredients reach the tolerated limit values.

Design tests shall be carried out for the following

une gâchée selon la dérivée solide pour laquelle on ajoute une fois la tolérance à la quantité de liant et on retranche une fois la tolérance à la quantité d'eau d'apport,

une gâchée selon la dérivée liquide pour laquelle on ajoute une fois la tolérance à la quantité d'eau d'apport et on retranche une fois la tolérance à la quantité de liant.

Chaque gâchée donne lieu à un prélèvement à partir duquel sont effectués :

un essai de consistance adapté à l'ouvrabilité du béton (essai d'affaissement selon norme NF EN 12350-2 ou essai d'étalement à la table à choc selon la norme NF EN 12350-5), associée à la mesure de température du béton frais,

une détermination de la durée pratique d'utilisation du béton (DPU) par mesure régulière de la consistance au cours du temps selon l'essai adapté à l'ouvrabilité du béton, complétée éventuellement par des mesures à une température représentative des conditions prévisibles de mise en œuvre,

un essai de détermination de la teneur en air du béton frais selon la norme NF EN 12350-7,

un essai de détermination de la résistance à la compression à 28 j (ou plus tôt, le cas échéant, lorsqu'un traitement thermique a été effectué) mesurée sur trois éprouvettes (cf. tableau 1.4).

un essai de détermination du comportement en traction à 28 j (ou plus tôt, le cas échéant, lorsqu'un traitement thermique a été effectué). 6 essais sont réalisés pour évaluer la limite élastique $f_{tk,el}$ et 6 essais sont réalisés pour déterminer la loi post-fissuration. Suivant les cas considérés, ces essais peuvent être les mêmes (cf. tableau 1.4).

un essai de détermination de la porosité et de la densité sur béton durci. Le résultat retenu est pris égal à la moyenne arithmétique des mesures effectuées sur les trois éprouvettes de détermination de la résistance à la compression.

L'épreuve d'étude est considérée comme probante si les conditions suivantes sont toutes remplies :

tous les résultats de consistance (mesurés dans l'intervalle correspondant à la DPU) se trouvent dans la plage de tolérance relative à la valeur cible de consistance,

les résultats des essais de compression et de traction vérifient les exigences décrites ci-dessous.

A / Réception des essais de résistance à la compression

D'une part :

La moyenne arithmétique ($f_{cm,n}$) de l'ensemble des résultats retenus de résistance à la compression à

batches :

- for three batches according to the nominal mix

for one batch according to a derived solid mix by adding the tolerance for binder quantity and deducting the tolerance for carrying water quantity,

for one batch according to a derived liquid mix by adding the tolerance for carrying water quantity and deducting the tolerance for the binder quantity.

Samples shall be taken from each batch, on which the following tests shall be carried out:

a consistency test adapted to the workability of the concrete (either a slump test conforming to NF EN 12350-2 or a flow test on a vibrating table in accordance with NF EN 12350-5), combined with a measure of the temperature of the fresh concrete,

a determination of the workability retention time practical duration for use (working time) of the concrete, by the regular measurement of the consistency over the course of time according to the test adapted to the workability of the concrete, to be eventually completed and validated by measures taken at a temperature representative of the predicted site conditions,

a test to determine the air content of fresh concrete, in accordance with NF EN 12350-7,

a test to determine the compressive strength at 28 days (or after heat treatment where applicable), to be undertaken on three samples (cf. table 1.4).

a test to determine the tensile response at 28 days (or after heat treatment where applicable), to be undertaken. 6 tests are carried out to determine the elastic strength $f_{tk,el}$ and 6 tests are carried out to determine the post-cracking law. (cf. table 1.4).

a test to determine the porosity and the density of hardened concrete. The result obtained shall be the arithmetic average of the measurements taken from the same three samples which undergo the compressive strength test.

The design tests shall be considered to be conclusive if all the following conditions are satisfied:

all the consistency results (measured during the required working time period for the concrete) are within the tolerance range relative to the target consistency value,

results of the compressive-strength and tensile-strength tests meet the following conditions:

A / Acceptance of compressive strength tests

First:

The arithmetic average ($f_{cm,n}$) of all the 28-day compressive strength results (or earlier in the case of heat treatment), for the three nominal mixes,

28 j (ou plus tôt, le cas échéant, lorsqu'un traitement thermique a été effectué), sur trois gâchées répondant à la formule nominale, satisfait les deux conditions suivantes :

$$f_{cm,n} \geq f_{ck,req} + C_E - (C_{moy} - 3S_c) + 3 \text{ (MPa)}$$

$$f_{cm,n} \geq 1,1 f_{ck,req}$$

D'autre part :

La moyenne des résultats retenus de résistance à la compression à 28j (ou plus tôt, le cas échéant, lorsqu'un traitement thermique a été effectué), effectués sur chacune des gâchées dérivées, satisfont les deux conditions suivantes :

$$f_{cm,d} \geq f_{ck,req} + C_E - (C_{moy} - S_c)$$

$$f_{cm,d} \geq 1,05 f_{ck,req}$$

Dans ces inégalités (les valeurs étant exprimées en MPa) :

- $f_{cm,n}$ est la moyenne arithmétique des résultats retenus de résistance à la compression à 28 j effectués sur les trois gâchées nominales,
- $f_{cm,d}$ est le résultat retenu (moyenne) de résistance à la compression à 28 j effectué sur une gâchée dérivée,
- $f_{ck,req}$ est la valeur caractéristique requise de la résistance à la compression à 28 j,
- C_E est la résistance à la compression à 28 j du ciment utilisé pour l'épreuve d'étude,
- C_{moy} est la valeur moyenne de la résistance à la compression à 28 j du ciment, observée par le fournisseur au cours des six mois précédant l'épreuve d'étude,
- S_c est l'écart type des valeurs utilisées pour déterminer C_{moy} .

B / Réception des essais de résistance à la traction

Limite élastique

La valeur caractéristique obtenue $f_{ctk,el}$ issue des essais de flexion 4 points (ou traction directe) doit être supérieure à la valeur requise $f_{ctk,req}$ (valeur obtenue à partir de la loi de calcul sans coefficient de sécurité).

Loi post-fissuration

A partir des résultats d'essais corrigés en fonction des effets de bord et de la taille des éprouvettes, on détermine la courbe caractéristique de comportement en traction en appliquant la loi de Student avec un fractile de 5% (cf. [AFRE, 95] ou annexe 1) sur l'ensemble des essais réalisés dont le nombre doit être supérieur ou égal à six. La courbe caractéristique ainsi obtenue doit être supérieure ou égale en tout point à la loi de comportement prise en compte dans les calculs de l'ouvrage.

must satisfy the following two conditions:

$$f_{cm,n} \geq f_{ck,req} + C_E - (C_{moy} - 3S_c) + 3 \text{ (Mpa)}$$

$$f_{cm,n} \geq 1,1 f_{ck,req}$$

Second:

The mean value of the results of the 28-day compressive strength (or earlier in the case of heat treatment), for each of the derived mixes, must satisfy the following two conditions:

$$f_{cm,d} \geq f_{ck,req} + C_E - (C_{moy} - S_c)$$

$$f_{cm,d} \geq 1,05 f_{ck,req}$$

Where the values are expressed in MPa and:

- $f_{cm,n}$ is the arithmetic average of the 28-day compressive strength results for three nominal mixes,
- $f_{cm,d}$ is the (mean value) result of the 28-day compressive strength for a derived mix,
- $f_{ck,req}$ is the required characteristic value of the 28-day compressive strength,
- C_E is the 28-day compressive strength of the cement used for the design test,
- C_{moy} is the average value of the 28-day compressive strength of the cement, observed by the supplier during the six months before the design test,
- S_c is the standard deviation of the values used to determine C_{moy} .

B / Acceptance of tensile strength tests

Elastic limit

The characteristic value $f_{ctk,el}$ obtained through 4 point bending tests (or direct tensile tests) must be higher than the required value $f_{ctk,req}$ (value obtained with the design constitutive law without safety coefficient).

Post-cracking constitutive law

After correcting the test results for edge effects and specimen sizes, the characteristic tensile constitutive law curve is determined by applying Student's law with a 5% quantile (cf. [AFRE, 95] or appendix 1) to all the tests (at least six). In each point, the characteristic curve obtained must be greater or equal to the constitutive law used for the structural calculations.

Il est conseillé de prendre une marge entre la loi caractéristique visée en épreuve d'étude et celle prise en compte dans les calculs pour se prémunir d'éventuels soucis lors des épreuves de convenance et de contrôle.

A margin should be allowed between the characteristic law targeted in the tests and the law applied during the actual design to minimize the risk of problems occurring during acceptance and control tests.

1.12.2 Epreuve de convenance

L'épreuve de convenance est effectuée dans le but de vérifier que le béton fabriqué en application de la formule nominale avec les matériaux et les outils de production (malaxage, transport et mise en œuvre) se situe dans les tolérances des épreuves d'études.

Au moins une gâchée de béton correspondant à la formule nominale, avec un volume représentatif par rapport à la production, donne lieu aux prélèvements et essais suivants :

- Essais de compression : au minimum 6 éprouvettes issus de 3 prélèvements au cours de la mise en œuvre, en respectant 2 éprouvettes minimum par gâchée.
- Essais de flexion ou traction directe, vérification de la limite élastique : au minimum 6 éprouvettes ou prismes non entaillés (cf. tableau 1.5).
- Essais de flexion ou traction directe, vérification du comportement post-fissuration : au minimum 6 éprouvettes ou prismes (cf. tableau 1.5).
- Essais de consistance et DPU (durée pratique d'utilisation) : 1 essai au moins en fonction des besoins du processus de mise en œuvre
- Essais complémentaires adaptés au projet (voir annexe 5)

Dans le cas de mise en œuvre de précontrainte et/ou traitement thermique, les mesures mécaniques comprenant la résistance en compression (au minimum 3 éprouvettes) doivent être réalisées pour les étapes clés, soit avant mise en précontrainte et avant et après traitement thermique.

Les épreuves de convenance pourront également donner lieu à la validation du suivi maturométrique (calibration énergie d'activation, ...).

A / Réception des essais de résistance à la compression

Les résultats des essais de compression sont jugés satisfaisants si les deux inégalités suivantes sont satisfaites :

$$f_{cm} \geq f_{ck,req} + C_E \cdot (C_{moy} - 3S_c)$$

1.12.2 Suitability test

The suitability test is carried out to check that the concrete produced using the nominal mix design and site materials and equipment (mixing, transport and placement) falls within the tolerances of the design tests.

At least one nominal mix whose volume is representative of the actual production is used to take samples and carry out the following tests.

- *Compressive strength tests: at least 6 specimens from 3 samples during placement, with a minimum of 2 specimens per mix.*
- *Bending or direct tensile tests, verification of elastic limit: at least 6 unnotched specimens per mix (cf. table 1.5).*
- *Bending tests or direct tensile tests, verification of post-cracking constitutive law: at least 6 specimens or prisms (cf. table 1.5).*
- *Consistency tests and workability retention time: 1 test minimum according to placement process requirements*
- *Additional tests specific to project (see appendix 5)*

In the case of prestressing and/or heat treatment, mechanical measurements including the compressive strength (at least 3 specimens) must be carried out for the key steps, i.e. before prestressing and also before and after heat treatment.

The suitability tests can also lead to validation of maturity meter monitoring (calibration of activation energy, etc.).

A / Reception of compression tests

The compression test results are considered satisfactory if the following two inequalities are satisfied:

$$f_{cm} \geq 1,1 f_{ck,req}$$

Dans ces inégalités (les valeurs étant exprimées en MPa) :

- f_{cm} est la moyenne arithmétique des résultats retenus de résistance à la compression à 28 j effectués sur les trois gâchées,
- $f_{ck,req}$ est la valeur caractéristique requise de la résistance à la compression à 28 j,
- C_E est la résistance à la compression à 28 j du ciment utilisé pour l'épreuve de convenance,
- C_{moy} est la valeur moyenne de la résistance à la compression à 28 j du ciment, observée par le fournisseur au cours des six mois précédant l'épreuve de convenance,
- S_c est l'écart type des valeurs utilisées pour déterminer C_{moy} .

Dans le cas où la fabrication du prémix fait l'objet d'un contrôle qualité rigoureux, on peut remplacer C_E , C_{moy} et l'écart type S_c , par les valeurs issues du contrôle qualité lors de la fabrication du prémix.

B / Réception des essais de résistance à la traction, limite élastique

On réalise des essais de flexion 4 points sur prismes non entaillés, ou des essais de traction directe sur éprouvettes non entaillés. Chaque valeur de limite élastique, $f_{cti,el}$ doit être supérieure à 1,0 fois la valeur caractéristique requise $f_{ctk,el,req}$ (loi de calcul sans coefficient de sécurité γ_{ct}). La moyenne des $f_{cti,el}$, que nous appellerons $f_{ctm,el}$, doit être supérieure 1,05 fois la valeur requise $f_{ctk,el,req}$.

C / Réception des essais de résistance à la traction, comportement post-fissuration

On réalise des essais de flexion (flexion 3 points sur prismes entaillés ou flexion 4 points sur prismes non entaillés), on compare le pic de moment ainsi que l'aire sous la courbe obtenues sur les éprouvettes coulées dans le cadre de l'épreuve de convenance avec les résultats théoriques obtenus à partir de la loi caractéristique de calcul (avant application du coefficient K d'orientation des fibres et du coefficient de sécurité γ_{ct}) selon les modalités suivantes :

Pour chaque spécimen moulé i, le pic de moment $M_{m,max,i}$ doit être supérieur à 0,95 fois celui obtenu avec la loi de référence caractéristique (sans coefficient K et γ_{ct}), appelé M_{ref} .

La moyenne des pics de moment $M_{m,max,m}$ doit être supérieure à 1,05 fois M_{ref} .

L'aire sous la courbe M-w, jusqu'à $w = 0,3$ mm, pour chaque spécimen moulé i, A_{1i} , doit être supérieure à 0,95 fois l'aire correspondante calculée avec la loi de référence A_{1ref} . (critère applicable

$$f_{cm} \geq f_{ck,req} + C_E - (C_{average} - 3S_c)$$

$$f_{cm} \geq 1,1 f_{ck,req}$$

Where the values are expressed in MPa and:

- f_{cm} is the arithmetic mean of the 28-day compressive strength results for three nominal mixes,
- $f_{ck,req}$ is the required characteristic value of the 28-day compressive strength,
- C_E is the 28-day compressive strength of the cement used for the design test,
- $C_{average}$ is the average value of the 28-day compressive strength of the cement, observed by the supplier during the six months preceding the suitability test,
- S_c is the standard deviation of the values used to determine $C_{average}$.

If premix batching is the subject of stringent quality control, C_E , $C_{average}$ and the standard deviation S_c can be replaced with values from the quality control carried out during batching of the premix.

B / Acceptance of tensile strength tests, elastic limit

4-point bending tests on unnotched prisms or direct tensile tests on unnotched specimens are carried out. Each elastic limit value $f_{cti,el}$ must be greater than 1.0 times the characteristic required value $f_{ctk,el,req}$ (design law without a safety coefficient γ_{ct}). The average of the $f_{cti,el}$, which we will call $f_{ctm,el}$, must be 1.05 times greater than the required value $f_{ctk,el,req}$.

C / Acceptance of tensile strength tests, post-cracking constitutive law

Bending tests (3-point bending on notched prisms or 4-point bending on unnotched prisms) are carried out. The moment peak and the area under the curve obtained on cast specimens used for the suitability test are compared with the theoretical results obtained using the characteristic design law (before application of the fibre orientation K coefficient and the safety coefficient γ_{ct}), based on the following:

For each cast specimen i, the moment peak $M_{m,max,i}$ must be 0.95 times greater than that obtained with the reference characteristic law (without the K coefficient and γ_{ct}), called M_{ref} .

The average moment peak $M_{m,max,m}$ must be 1.05 times greater than M_{ref} .

seulement dans le cas des éléments épais avec loi de type 1 ou 2).

La moyenne des aires A_{1i} , A_{1m} , doit être supérieure à $1,05 A_{1,ref}$.

L'aire sous la courbe M-flèche ou M-w jusqu'à la flèche ou l'ouverture de fissure correspondant au moment maximum, pour chaque spécimen moulé i , A_{2i} , doit être supérieure à 0,9 fois l'aire équivalente calculée avec la loi de référence $A_{2,ref}$. Dans le cas des éléments épais avec loi de type 3 ou éléments minces, on pourra utiliser directement la courbe caractéristique résultant des essais d'étude.

La moyenne des aires A_{2i} , A_{2m} , doit être supérieure à 1,0 fois $A_{2,ref}$.

On pourra aussi réaliser des essais de traction directe sur éprouvettes entaillées pour les éléments épais avec BFUP de type 1 ou 2 ou non entaillées pour des éléments épais avec BFUP de type 3 ou des éléments minces.

Dans le premier cas, le critère doit porter sur la contrainte moyenne maximale ainsi que sur l'aire sous la courbe F-w jusqu'à $w=0,3\text{mm}$ (A_1) et jusqu'à w correspondant à la force maximale (A_2).

Dans le deuxième cas, le critère doit porter sur la contrainte maximale ainsi que sur l'aire sous la courbe F- ϵ jusqu'à $\epsilon=2,5\%$ (A_1) et jusqu'à ϵ correspondant à la force maximale (A_2).

Elément témoin

L'épreuve de convenance comprend en outre la réalisation d'un élément témoin représentatif de l'ouvrage réel, et qui permet de valider les éléments suivants :

la méthodologie de mise en œuvre, et les dispersions attendues sur l'orientation des fibres (coefficient K),
les dispositions prévues pour réaliser la cure du béton,
les dispositions prévues pour préparer les zones de reprise de bétonnage éventuelles,
la mise en œuvre correcte du matériau dans les zones éventuelles de forte densité d'armatures ou de géométrie complexe,
éventuellement la conformité des parements à la qualité requise,
éventuellement l'absence de problèmes dans les zones d'efforts concentrés de diffusion de précontrainte,
l'obtention des tolérances dimensionnelles et d'enrobage.

Tous les résultats de consistance mesurés lors de la fabrication de l'élément témoin lors de l'épreuve de convenance doivent se trouver dans la plage de tolérance relative à la valeur cible de consistance. La durée pratique d'utilisation (DPU) est confirmée.

Pour déterminer le coefficient K relatif à la

The area under curve M-w, up to $w = 0.3 \text{ mm}$, for each cast specimen i , A_{1i} , must be 0.95 times greater than the corresponding area calculated with reference law $A_{1,ref}$ (criterion applicable only in the case of thick elements with a type 1 or 2 law).

The average A_{1m} of areas A_{1i} must be greater than $1.05 A_{1,ref}$.

The area under curve M-w, up to the deflection or crack width opening corresponding to maximum bending moment, for each cast specimen i , A_{2i} , must be 0.9 times greater than the corresponding area calculated with reference law $A_{2,ref}$. In the case of thick elements with a type 3 law or thin elements, it is possible to use directly the characteristic curve resulting from design tests.

The average A_{2m} of areas A_{2i} , must be greater than $1.0 A_{2,ref}$.

Direct tensile tests could also be carried out on notched specimens for thick elements with type 1 or 2 UHPFRC or unnotched specimens for thick elements with type 3 UHPFRC or thin elements.

In the first case, the criterion must concern the maximum mean stress and the area under curve F-w up to $w = 0.3 \text{ mm}$ (A_1) and up to w corresponding to the maximum load (A_2).

In the second case, the criterion must concern the maximum stress and the area under curve F- ϵ up to $\epsilon = 2.5\%$ (A_1) and up to ϵ corresponding to the maximum load (A_2).

Mock-up

The suitability test also includes the construction of a representative mockup of the actual structure in order to validate the following requirements:

the placement methodology and expected disparity of fibre orientation (K factor),
proposed methods for concrete curing,
proposed methods for preparing any construction joints,
correct placement in areas with dense reinforcement or of complex shape,
as required, conformity of the facing with the required quality,
as required, absence of problems in areas with concentrated prestress force distribution,

- compliance with tolerances on dimensions and reinforcement cover.

All the consistency results measured during batching of the control for the suitability test must

dispersion sur l'orientation des fibres, des prélèvements sont réalisés dans l'élément témoin suivant un plan de découpage défini en fonction de l'orientation des sollicitations principales.

Les essais de caractérisation de la résistance en traction réalisés sur ces prélèvements, une fois corrigés des effets de bord et des effets d'échelle liés à la taille des éprouvettes, sont comparés aux résultats obtenus sur des éprouvettes coulées en même temps que l'élément témoin.

L'analyse de la dispersion obtenue sur les valeurs extrêmes, et sur les valeurs moyennes dans une direction principale de sollicitation, donne les valeurs locale et globale du coefficient K à prendre en compte dans les calculs de la structure.

La démarche est décrite dans la partie 1.4 et un exemple est fournie en annexe 6.

1.12.3 Epreuve de contrôle

Prélèvements - Essais

L'épreuve de contrôle constitue le contrôle de conformité du béton aux spécifications du projet.

Elle est réalisée sur des prélèvements de béton frais effectués au moment de l'utilisation du béton, au point le plus près possible de sa mise en œuvre dans l'ouvrage, par exemple au déversement du camion mélangeur ou en sortie de pompe le cas échéant.

* des prélèvements sont effectués à chaque gâchée ou livraison, pour effectuer des mesures de consistance.

* le nombre n de cylindres de compression et prismes de flexion est au minimum égal à :

- 6 pour un lot de béton d'un volume inférieur à 10 m^3 ,
- 6 plus 3 par tranche de 10 m^3 supplémentaires ou fraction.

On réalise

- les essais de détermination de la résistance à la compression à 28 j (ou plus tôt, le cas échéant, lorsqu'un traitement thermique de type 2 a été réalisé) ;
- les essais de détermination de la résistance en traction par flexion 4 points avec une fréquence adaptée au projet
- les essais relatifs aux autres caractéristiques requises.

lie within the tolerance range relating to the target consistency. The workability retention time is confirmed.

To determine the K factor relating to disparities in fibre orientation, samples are taken from the mockup along the directions of principal stresses.

The tensile strength characterization tests carried out on these samples, after correction for edge effects and scale effects due to specimen sizes, are compared with the results of tests carried out on test specimens cast at the same time as the mockup.

Analysis of the scatter of extreme values and mean values along one direction of principal stress gives the local and overall value of the K factor to be taken into account in the structural analysis.

The approach is described in part 1.4 and an example given in appendix 6.

1.12.3 Control tests

Sampling - Testing

Control tests are a means of checking that the concrete conforms to the project specifications.

They are carried out on samples of fresh concrete taken during placement of the concrete, as close as possible to where it is placed in the works, for example as it is discharged from the truck mixer. They are used to perform the following:

* samples are taken from each mix or batch to perform consistency measurements

* the number n of compressive test cylinders and bending prisms must be at least equal to:

- 6 for a batch of concrete whose volume is less than 10 m^3 ,
- 6 plus 3 per additional volume of 10 m^3 or fraction thereof.

The following tests are carried out:

- 28-day compressive strength tests (or earlier in the case of a type 2 heat treatment)
- tensile strength tests by 4-point bending at a frequency adapted to the project
- tests for the other required characteristics.

Critères de conformité

Consistance :

Le béton est réputé conforme si le résultat de l'essai de consistance se trouve dans la fourchette requise.

Si le résultat sort de la fourchette, la gâchée correspondante est éliminée et la gâchée suivante fait l'objet d'un prélèvement pour un nouvel essai.

Si le résultat sort encore de la fourchette, le bétonnage est arrêté jusqu'à la détermination des causes de la non-conformité et la modification des réglages.

Résistance à la compression :

a) Pour un ouvrage déterminé, à chaque essai, trois conditions doivent être simultanément remplies :

$$S_C \leq 10 \% f_{ck,req}$$

$$f_{cm} \geq f_{ck,req} + 1,3 S_C \text{ si } n \geq 15$$

$$f_{cm} \geq f_{ck,req} + \alpha S_C \text{ si } 3 \leq n < 15$$

$$\text{avec } \alpha = [(n-3).1,3 + (15-n).1]/12$$

$$f_{ci} \geq f_{ck,req} - 7,5$$

Dans ces inégalités (les valeurs étant exprimées en MPa) :

- f_{cm} est la moyenne arithmétique des n résultats de la résistance à la compression si $n \leq 15$ la moyenne des 15 derniers résultats si $n > 15$.
- f_{ck} est la valeur requise de la résistance caractéristique,
- f_{ci} est la valeur de la résistance à la compression donnée par l'essai i ,
- S_C est l'écart type des quinze derniers résultats précités.

b) Pour le suivi du bon fonctionnement de la production du BFUP, on applique les inégalités précitées, en considérant les résultats correspondants à quinze prélèvements consécutifs, quel que soit l'ouvrage auquel ce BFUP est destiné.

Si l'une des trois conditions n'est pas remplie, le fonctionnement de la centrale est présumé défectueux et l'on recherche la cause pour y remédier.

Pour les pièces en BFUP soumises à traitement thermique, les essais sont réalisés sur des cylindres soumis au même traitement, à une échéance éventuellement inférieure à 28 jours. Les mêmes vérifications sont effectuées.

Conformity criteria

Consistency:

The concrete is deemed to be conform if the result of the consistency test is within the required range.

If the results are outside the range, the corresponding batch should be rejected and a sample taken from the following batch for another test.

If the second result is still outside the range, concreting should be stopped until the causes of non-conformity have been identified and adjustments made.

Compressive strength :

a) For a given structure, three conditions must be met simultaneously for each test:

$$S_C \leq 10 \% f_{ck}$$

$$f_c \geq f_{ck,req} + 1.3 S_C \text{ if } n \geq 15$$

$$f_{ci} \geq f_{ck} + \alpha S_C \text{ if } 3 \leq n < 15$$

$$\text{with } \alpha = [(n-3).1.3 + (15-n).1]/12$$

$$f_{ci} \geq f_{ck,req} - 7,5$$

Where the values are expressed in MPa and:

- f_{cm} is the arithmetic mean of ten compressive strength tests if $n \leq 15$ and the arithmetic mean of the last 15 results if $n > 15$.
- f_{ck} is the required characteristic strength,
- f_{ci} is the compressive strength given by test i ,
- S_C is the standard deviation of the last fifteen results referred to above.

b) To monitor correct operation of the production of UHPFRC, the above inequalities are applied, based on the results of tests conducted on ten consecutive samples, irrespective of the works for which the concrete is intended.

If any of the three conditions is not met, operation of the batching plant is deemed to be defective and troubleshooting performed.

In the case of heat-treated UHPFRC components, tests are carried out on cylinders which have also been treated in exactly the same way, after 28 days or less. The same checks are performed.

Résistance à la traction :

On réalise des essais de flexion 4 points sur éprouvettes non entaillées. Pour chaque éprouvette (moulée), le moment maximum $M_{m,max,i}$ doit être supérieur à 0,95 fois le moment M_{ref} , calculé avec la loi caractéristique de calcul sans prise en compte du coefficient de sécurité γ_{cf} et du coefficient K.

La moyenne des moments maximums, $M_{m,max,m}$, doit être supérieure à 1,05 fois M_{ref} .

Si l'on souhaite effectuer des essais de traction directe, on vérifie que la limite élastique et la contrainte maximale post-pic satisfont les mêmes exigences (soit chaque valeur supérieure à 0,95 fois la valeur de référence, et les moyennes supérieures à 1,05 fois la valeur de référence).

Tensile strength :

4-point bending tests are carried out on unnotched specimens. For each specimen, the maximum bending moment $M_{m,max,i}$ must be 0.95 times greater than the moment M_{ref} calculated with the design characteristic law without taking the safety coefficient γ_{cf} and K factor into account.

The average maximum moment $M_{m,max,m}$ must be 1.05 times greater than M_{ref} .

If direct tensile tests are to be carried out, it is verified that the elastic limit and maximum post-peak stress satisfy the same requirements (i.e. each value is greater than 0.95 times the reference value and the averages are greater than 1.05 times the reference value).

1.12.4 Récapitulatif

1.12.4 Summary

<i>Epreuves d'étude</i>				
Nombre de gâchées exigées	Propriété exigible	Nombre d'éprouvettes nécessaires/gâchée	Paramètres obtenus	Critères de réception
5 (3 nom. + 2 dér.)	Résistance en compression	≥ 3	$(f_{cm,n})$ valeur moyenne des 3 gâchées nominales $(f_{cm,d})$ valeur moyenne sur les gâchées dérivées $f_{ck,req}$ (valeur requise pour le BFUP concerné, retenue sur la carte d'identité)	Pour la moyenne des gâchées nominales : $f_{cm,n} \geq f_{ck,req} + Ce - (Cmoy - 3Sc) + 3$ $f_{cm,n} \geq 1,1 f_{ck,req}$ Sur chacune des gâchées dérivées : $f_{cm,d} \geq f_{ck,req} + Ce - (Cmoy - Sc)$ $f_{cm,d} \geq 1,05 f_{ck,req}$
	Limite élastique en traction	≥ 6 (essais 4 points non entaillés ou traction directe non entaillée)	valeur caractéristique ($f_{ctk,el}$) $f_{ctk,req}$ valeur caractéristique requise	Sur chacune des gâchées : $f_{ctk,el} \geq f_{ctk,req}$
	Loi post-fissuration en traction	≥ 6 Essais flexion 3 points entaillés pour éléments épais et matériau adoucissant. Essais 4 points non entaillés (réutilisation possible essais précédents) dans les autres cas.	Loi caractéristique ($\sigma_{fk}(w \text{ ou } \varepsilon)$) $\sigma_{fk,req}(w)$ (loi requise pour le BFUP concerné, retenue sur la carte d'identité)	Sur chacune des gâchées : $\sigma_{fk}(w) \geq \sigma_{fk,req}(w)$ en tous points
	consistance (affaissement ou étalement)	=1	diamètre	Résultats inclus dans la plage de tolérance fournisseur
	DPU	=1	DPU	
	Teneur en air	=1	Teneur en air	
	Porosité et densité	≥ 3	Valeurs moyennes des porosités et densités	

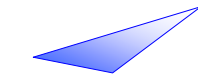
Tableau 1.4 : résumé des essais exigibles lors des épreuves d'étude pour élément épais (type 1, 2 ou 3 en traction) ou pour élément mince

Design tests				
Number of batches required	Property required	Number of specimens required/batch	Parameters obtained	Acceptance criteria
5 (3 nom. + 2 dér.)	Compressive strength	≥ 3	$(f_{cm,n})$ average of 3 nominal batches $(f_{cm,d})$ average of low and high water content batches $f_{ck,req}$ (required value for the given UHPFRC, written on the technical description)	For the nominal batch average : $f_{cm,n} \geq f_{ck,req} + Ce - (Cmoy - 3Sc) + 3$ $f_{cm,n} \geq 1,1 f_{ck,req}$ For each low and high water content batch : $f_{cm,d} \geq f_{ck,req} + Ce - (Cmoy - Sc)$ $f_{cm,d} \geq 1,05 f_{ck,req}$
	Tensile strength	≥ 6 (4 points bending tests with unnotched prisms or direct tensile tests)	Characteristic value ($f_{ctk,el}$) $f_{ctk,req}$ characteristic value required	For each of the batches : $f_{ctk,el} \geq f_{ctk,req}$
	Tensile post-cracking law	≥ 6 3 points bending tests on notched prisms for thick elements and softening constitutive law. 4 points bending tests on unnotched prisms (possibility to reuse the previous tests) in the other cases.	Characteristic law ($\sigma_{fk}(w \text{ or } \epsilon)$) $\sigma_{fk,req}(w)$ for the UHPFRC concerned, indicated in the technical description	For each batch : $\sigma_{fk}(w) \geq \sigma_{fk,req}(w)$ at all points
	consistency (slump or spreadability)	=1	diameter	Results included in the supplier's tolerance range
	WRT	=1	WRT	
	Air content	=1	Air content	
	Porosity and density	≥ 3	Average porosity and density values	

Table 1.4. : summary of tests required during design tests for thick components (type 1, 2 or 3 under tensile stress) or for thin components

Epreuves de convenance				
Nombre de gâchées	Propriété	Nombre d'éprouvettes	Paramètres obtenus	Critères de réception

exigées	exigible	nécessaires/ gâchée		
n (n gâchées nécessaires au coulage de l'élément témoin) Seule la formule nominale est utilisée	Résistance en compression	≥ 6 au total ≥ 2 par gâchée	(f_{cm}) valeur moyenne globale $f_{ck,req}$ (valeur requise pour le BFUP concerné, retenue sur la carte d'identité)	$f_{cm} \geq f_{ck,req} + C_e - (C_{moy} - 3Sc)$ $f_{cm} \geq 1,1 f_{ck,req}$
	Limite élastique en traction	≥ 6 (essais 4 points non entaillés ou traction directe non entaillée)	$f_{ctm,el}$, valeur moyenne pour chaque gâchée $f_{cti,el}$, valeur pour chaque spécimen i	Sur chacune des gâchées : $f_{ctm,el} \geq 1,05 f_{ctk,req}$ $f_{cti,el} \geq 1,0 f_{ctk,req}$ avec $f_{ctk,req}$ (valeur provenant des épreuves d'étude ou carte d'identité)
	Loi post-fissuration en traction	≥ 6 Essais flexion 3 points entaillés pour éléments épais et matériau adoucissant. Essais 4 points non entaillés (réutilisation possible essais précédents) dans les autres cas **	Sur chaque courbe de test i $M_{m,max,i}$ Moment maximum A_{1i} : Aire sous courbe M-w, jusqu'à $w = 0,3mm$ * A_{2i} : Aire sous courbe M-w, resp M-flèche, jusqu'à w ou flèche correspondant au moment maximal*** $M_{m,max,i}$ moyenne des pics de moment A_{1m} : moyenne A_{1i} * A_{2m} : moyenne des A_{2i} **	$M_{m,max,i} \geq 0,95 M_{ref}$ $A_{1i} \geq 0,95 A_{1ref}$ * $A_{2i} \geq 0,9 A_{2ref}$ $M_{m,max,i} \geq 1,05 M_{ref}$ $A_{1m} \geq 1,05 A_{1ref}$ * $A_{2m} \geq 1,0 A_{2ref}$ Avec M_{ref} , A_{1ref} , et A_{2ref} , paramètres correspondant calculés avec la loi de calcul sans coef K et sans coefficient de sécurité. **
	Essais de traction additionnels dédiés à la détermination des coefficients K		K_{local} , K_{global}	Voir partie 1.4
	Teneur en air	Adapté au projet, peut être nul	Teneur en air	Résultats inclus dans la plage de tolérance
	Porosité et densité	Adapté au projet, peut être nul	Porosité Densité	
	consistance (affaissement ou étalement)	≥ 1 essai selon besoin du processus de mise en oeuvre	Sans objet	



	DPU	≥ 1 essai selon besoin du processus de mise en oeuvre	DPU	
--	-----	--	-----	--

* critère requis seulement pour les éléments épais avec matériau de type 1 ou 2.

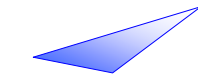
** possibilité de faire des essais de traction directe entaillée pour les éléments épais avec matériau adoucissant et des essais de traction directe non entaillée sinon.

Dans le premier cas, le critère doit porter sur la contrainte moyenne maximale ainsi que pour l'aire sous la courbe F-w jusqu'à $w=0,3$ mm (A_1) et $w=1$ mm (A_2). Dans le deuxième cas, le critère doit porter sur la contrainte moyenne maximale ainsi que pour l'aire sous la courbe F- ϵ jusqu'à $\epsilon = 2,5$ % (A_1) et ϵ correspondant à la force maximale (A_2)

*** dans le cas des plaques minces ou élément épais écrouissant, on comparera l'aire sous la courbe M-flèche

[Tableau 1.5 : résumé des essais exigibles lors des épreuves de convenance](#)

Suitability tests				
Number of batches required	Property required	Number of specimens required/ batch	Parameters obtained	Acceptance criteria
n (n batches needed for casting the mock-up) Only the nominal formula is used	Résistance en compression	≥ 6 total ≥ 2 per batch	(f_{cm}) average overall value	$f_{cm} \geq f_{ck,req} + C_e - (C_{moy} - 3Sc)$ $f_{cm} \geq 1,1 f_{ck,req}$ $f_{ck,req}$ value required for the UHPFRC concerned, indicated in the technical description
	Elastic tensile strength	≥ 6 (4 points bending tests with unnotched prisms or direct tensile tests with unnotched specimens)	$f_{ctm,els}$ average value for each batch $f_{cti,el}$ value for each specimen i	For each batch : $f_{ctm,el} \geq 1,05 f_{ctk,req}$ $f_{cti,el} \geq 1,0 f_{ctk,req}$ $f_{ctk,req}$ (value resulting from design test or technical description)
	Tensile post-cracking law	≥ 6 3 points bending tests on notched prisms for thick elements and strain hardening material. 4 points bending tests on unnotched specimens (possible to re-use previous tests) in the other cases. **	On each test curve i $M_{m,max,i}$ maximum bending moment A_{1i} : Area under M-w curve, up to $w = 0,3mm$ * A_{2i} : Area under M-w curve, resp M-deflection, up to w or deflection corresponding to maximum bending moment*** $\overline{M}_{m,max,i}$ average of moment peaks A_{1m} : average of A_{1i} * A_{2m} : average of A_{2i} **	$M_{m,max,i} \geq 0,95 M_{ref}$ $A_{1i} \geq 0,95 A_{1ref}$ * $A_{2i} \geq 0,9 A_{2ref}$ $\overline{M}_{m,max,i} \geq 1,05 M_{ref}$ $A_{1m} \geq 1,05 A_{1ref}$ * $A_{2m} \geq 1,0 A_{2ref}$ Where M_{ref}, A_{1ref}, and A_{2ref}, are corresponding parameters calculated with the design law without K factor and without safety coefficient. **
	Additional tensile tests dedicated to determining the K factors		K_{local} K_{global}	Voir partie 1.4



	Air content	Depending on project, can be nil	Air content	Résultats included in tolerance range
	Porosity and density	Adapted to project, can be nil	Porosity Density	
	consistency (slump or spreadability)	≥ 1 test depending on placement process requirements	Not applicable	
	WRT	≥ 1 test depending on placement process requirements	WRT	

* criterion required only for thick elements with type 1 or 2 material.

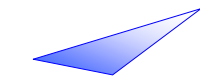
** possibility of carrying out notched direct tensile tests for thick elements with strain-softening material and unnotched direct tensile tests otherwise.

In the first case, the criterion must concern the maximum mean stress and the area under curve $F-w$ up to $w = 0.3 \text{ mm}$ (A_1) and $w = 0.1 \text{ mm}$ (A_2). In the second case, the criterion must concern the maximum stress and the area under curve $F-\varepsilon$ up to $\varepsilon = 2.5\%$ (A_1) and up to ε corresponding to the maximum stress (A_2).

*** in the case of thin plates or thick strain-hardening elements, the area under the M -deflection curve is compared.

Table 1.5 : summary of tests required during suitability tests

Epreuves de contrôle				
Fréquence	Propriété exigible	Nombre d'éprouvettes nécessaires	Paramètres obtenus	Critères de réception
Au minimum tout les 10 m ³ de BFUP	Résistance en compression	n = 6 (jusqu'à 10 m ³) + 3 (par lots de 10 m ³ supplémentaires)	(f _{cm}) moyenne des résultats Moyenne glissante des 15 derniers résultats si nombre essais >=15.	S _C ≤10%. f _{ck,req} Avant d'obtenir 15 éprouvettes : f _{cm} ≥ f _{ck,req} + αS _C Si nombre éprouvettes ≥15 : f _{cm} ≥ f _{ck,req} + 1,3.S _C Sur l'essai en cours : f _{c,i} ≥ f _{ck,req} - 7,5 α = [(n-3).1,3+(15-n).1]/12 f _{ck,req} (valeur requise pour le BFUP concerné, retenue sur la carte d'identité)
Au minimum tout les 10 m ³ de BFUP	Comportement en traction	idem	Moment maximum en essais de flexion 4 points * ; M _{m,max,i} pour chaque essai i et $\overline{M_{m,max,i}}$ moyenne des essais	$M_{m,max,i} \geq 0,95 M_{ref}$ $\overline{M_{m,max,i}} \geq 1,05 M_{ref}$ M _{ref} , valeur de moment maximum calculé avec la loi de calcul caractéristique sans coefficient de sécurité γ _{cf} ni coefficient K
A chaque gâchée mise en oeuvre	consistance (affaissement ou étalement)	≥ 1 essai selon besoin du processus de mise en oeuvre	Diamètre	Résultats inclus dans la plage de tolérance
Fréquence adaptée au projet	DPU	≥ 1 essai selon besoin du processus de mise en oeuvre	DPU	Résultats inclus dans la plage de tolérance définie par le fournisseur
	Teneur en air	Adapté au projet (non obligatoire),	Teneur en air	
	Porosité et densité	Adapté au projet (non obligatoire),	Porosité Densité	



* On peut aussi réaliser des essais de traction directe. Dans ce cas, les valeurs de limite élastique et la valeur maximum de contrainte doivent satisfaire le même type d'inégalité, soit chaque valeur supérieure à 0,95 fois la valeur correspondante de référence, et les valeurs moyennes supérieures à 1,05 fois la valeur de référence

Tableau 1.6 : résumé des essais exigibles lors des épreuves de contrôle

Control tests				
Frequency	Property required	Number of specimens required	Parameters obtained	Acceptance criteria
At least every 10 m ³ of UHPFRC	Compressive strength	$n = 6$ (up to 10 m ³) + 3 (in additional 10 m ³ batches)	(f_{cm}) average of résultats Sliding average of last 15 résultats if number of tests ≥ 15 .	$S_C \leq 10\% \cdot f_{ck,req}$ Before obtaining 15 specimens : $f_{cm} \geq f_{ck,req} + \alpha S_C$ If number of specimens $n \geq 15$: $f_{cm} \geq f_{ck,req} + 1,3 \cdot S_C$ On current test : $f_{c,i} \geq f_{ck,req} - 7,5$ $\alpha = [(n-3) \cdot 1,3 + (15-n) \cdot 1] / 12$ $f_{ck,req}$ (value required for UHPFRC concerned indicated on technical description)
At least every 10 m ³ of UHPFRC	Tensile constitutive law	ditto	Maximum moment in 4-point bending tests* $M_{m,max,i}$ for each i test and $\overline{M_{m,max,i}}$ average of tests	$M_{m,max,i} \geq 0,95 M_{ref}$ $\overline{M_{m,max,i}} \geq 1,05 M_{ref}$ M_{ref} , maximum moment calculated with characteristic design law without safety coefficient γ_f or K factor
For each batch places	Consistency (slump or spreadability)	≥ 1 test depending on placement process requirements	Diameter	Results included in tolerance range
Frequency adapted to project	WRT	≥ 1 test depending on placement process requirements	WRT	Results included in the tolerance range defined by the supplier
	Air content	Adapted to project (not compulsory)	Air content	
	Porosity and density	Adapted to project (not compulsory)	Porosity Density	

* Direct tensile tests can also be carried out. In this case, the elastic limit values and the maximum stress value must satisfy the same type of inequality, i.e. each value must be 0.95 times greater than the corresponding reference value and the average values must be 1.05 times the reference value.

Table 1.6: summary of tests required during inspection tests

PARTIE 2

METHODE DE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES

2.1. Généralités

Les méthodes de dimensionnement exposées ci-après s'appuient sur le plan de l'Eurocode 2 [EC2-1] (Calcul des structures en béton - partie 1.1 Règles générales et règles pour le bâtiment et partie 2 Ponts en béton [EC2-2]).

Les articles inchangés de l'Eurocode 2 non utiles à la compréhension des modifications ne sont pas repris, la mention "clause inchangée" est alors précisée.

Les articles subissant des modifications sont repris intégralement en incluant les parties de texte inchangées de l'Eurocode 2.

Dans les justifications qui suivent, le comportement en traction des BFUP est caractérisé par une courbe intrinsèque en traction caractéristique dont la détermination expérimentale a été définie dans la partie 1.

La loi intrinsèque en traction peut être prise comme une courbe lissée définie point par point ou comme une courbe simplifiée linéaire par morceaux.

Prise en compte de la dispersion de la répartition des fibres

Afin de couvrir la disparité d'orientation des fibres due à la mise en œuvre (voir chapitre 1), les différentes justifications s'appuient sur une loi de calcul affectée d'un "coefficient d'orientation" $1/K$. Pour chaque vérification, il est indiqué s'il convient de prendre en compte la valeur locale ou globale de ce coefficient.

En dehors de conceptions qui prévoient d'utiliser la résistance en traction dans des zones très ponctuelles, le coefficient local n'intéresse que les effets de diffusion de première régularisation (surface et éclatement), ainsi que l'effet de tirant de la bielle d'about en l'absence d'armatures, et dans le cas de dimensions réduites d'appareils d'appuis. Les effets de diffusion générale intéressent des zones de matériau de dimensions sensiblement égales à la taille des pièces étudiées, ce qui permet en général de s'affranchir des problèmes d'effets locaux sauf pour les pièces de dimensions modestes.

Si les méthodes de mise en œuvre sont justifiées sur la base de résultats d'essais sur un modèle représentatif de la structure réelle, le coefficient K est établi à partir des résultats d'essais mais ne sera pas inférieur à 1.

En effet une valeur de K prise inférieure à 1 supposerait que l'on prenne en compte un effet bénéfique d'orientation privilégiée des fibres dans une direction donnée. Il faudrait

PART 2

STRUCTURAL DESIGN METHODS

2.1. General

The design methods presented below are based on Eurocode 2 [EC2-1] (Design of concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings and Part 2 Concrete bridges [EC2-2]).

Articles in the Eurocode 2 which have remained unchanged and which are not required to understand the changes that have been made are not included here and are indicated by the words “No change”.

Articles which have been changed are given here in full, including any unchanged parts of the Eurocode 2 document.

In the design procedures which follow, the tensile constitutive law of UHPFRC is characterized by a characteristic intrinsic curve for tension whose experimental determination is described in Part 1.

The intrinsic tensile law can be taken as a smoothed curve defined point by point or a simplified segmental linear curve.

Taking fibre distribution scatter into account

In order to take into account disparity in fibre orientation due to placement (see chapter 1), the design formulae include an “orientation coefficient” or “factor” $1/K$. For each verification, it is indicated whether the local or global value is to be taken into account.

Apart from designs which propose to use tensile strength in very specific areas, the local coefficient only concerns the primary regularisation stress distribution effects (surface and spalling) and the tie effect of the end-block compressive strut if there is no reinforcement and if small bearings are used. General stress distribution effects concern zones of comparable size to that of the parts tested, which should make it possible to overcome problems of local effects, except in the case of small size structures or components.

If the placement methods are validated by test results obtained for a representative model of the actual structure, the K coefficient is determined using the same results but with a minimum value of 1.

A K value of less than 1 would assume that a beneficial

alors justifier la résistance de la structure dans TOUTES les autres directions dans lesquelles les valeurs de K seront généralement supérieures à 1 (effet défavorable d'orientation des fibres) quand bien même ces directions ne correspondent pas à celles des efforts principaux.

Avant d'avoir mis en œuvre le processus de validation, le projeteur peut en première approche, utiliser les valeurs de K suivantes :

$K_{global} = 1,25$ pour l'ensemble des sollicitations en dehors des effets locaux

$K_{local} = 1,75$ pour les effets locaux

Pour les plaques minces, on adopte une loi de comportement de type $\sigma-\epsilon$ et la caractérisation du matériau sur un élément représentatif de la structure réelle permet de considérer $K = 1$, sauf si la méthode de mise en œuvre du béton diffère entre les essais préalables et l'ouvrage réel. Dans ce dernier cas, on conservera les valeurs de K utilisées pour les éléments épais.

Coefficient partiel de sécurité γ_{cf}

Un coefficient partiel de sécurité dénommé γ_{cf} relatif au béton fibré en traction a été introduit pour les vérifications aux ELU. Ce coefficient tient compte d'éventuels défauts de fabrication.

Sa valeur est la suivante (règles AFREM) :

$\gamma_{cf} = 1,3$ dans le cas de situations de projet durable/transitoire

$\gamma_{cf} = 1,05$ dans le cas de situations de projet accidentelles.

Les coefficients habituels γ_c et γ_s , définis dans l'Eurocode 2 s'appliquent pour la limite en compression du béton et la limite en traction des aciers passifs ou de précontrainte.

Résistance en traction du béton - Notion de longueur caractéristique l_c (utilisée pour les BFUP adoucissants ou faiblement écrouissants)

La longueur caractéristique l_c est une grandeur permettant de passer de la loi de comportement de type $\sigma = f(w)$ (contrainte - ouverture de fissure), à la loi de comportement de type $\sigma = f(\epsilon)$ (contrainte - déformation), pour les calculs d'équilibre des sections fissurées.

$$\text{On adopte : } \epsilon = \frac{f_{ct,el}}{E_{c,eff}} + \frac{w}{l_c}$$

La valeur de l_c dépend de la taille de la section.
Pour les sections de forme courante (section en T),

preferential orientation effect in a given direction would be taken into account. The resistance of the structure in ALL the other directions in which the K values are generally greater than 1 (negative fibre orientation effect) would then need to be validated even if the said directions do not correspond to those of the principal loads.

Before implementing the validation process, the designer can begin with the following K values:

$K_{global} = 1.25$ for all loading other than local effects

$K_{local} = 1.75$ for local effects

For thin plates, a $\sigma-\epsilon$ constitutive law is used, and characterization of the concrete with a representative element of the actual structure shows that $K=1$, unless a different concrete placement method is used for the preliminary tests and the actual structure. In this latter case, the K values used for thick elements will be kept.

Partial safety factor γ_{cf}

A partial safety factor, γ_{cf} , for fibre-reinforced concrete under tension has been introduced in ULS verifications in order to take manufacturing defects into account.

Its value is (AFREM rules):

$\gamma_{cf} = 1,3$ in the case of durable/transient situations

$\gamma_{cf} = 1,05$ in the case of accidental situations.

The usual coefficients γ_c and γ_s defined in Eurocode 2 apply to the compressive strength of the concrete and the tensile strength of the reinforcing steel or prestressing tendons.

Concrete tensile strength – Notion of characteristic length l_c (used for strain-softening or low strain-hardening UHPFRC)

The characteristic length, l_c , is a quantity used to go from a constitutive law of the $\sigma = f(w)$ type (stress – crack width) to a constitutive law of the $\sigma = f(\epsilon)$ type (stress – strain) in order to perform equilibrium calculations for cracked sections.

rectangulaire, circulaire, ...) on peut prendre $l_c = \frac{2}{3} h$,
où h est la hauteur de la section.

Cette longueur caractéristique permet de retrouver de manière simplifiée la même loi M-w pour des sections rectangulaires ou en T qu'en utilisant l'hypothèse cinématique de la méthode AFREM (voir annexe 3)

$$\varepsilon = \frac{f_{ct,el}}{E_{cm}} + \frac{w}{l_c} \text{ is adopted}$$

The value of l_c depends on the cross-section. For a rectangular or tee cross-section, a value of $l_c = \frac{2}{3} h$ can be used, where h is the depth of the cross-section.

This characteristic length is a simple way of obtaining the same M-w law for rectangular and tee cross-sections as that obtained using the kinematic assumption described in the AFREM method (see annex 3)

Condition de ductilité minimale

Afin de garantir une ductilité suffisante du matériau en flexion, le critère suivant doit être respecté, pour les matériaux adoucissants ou faiblement écrouissants :

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

Où

w_{lim} peut être choisi égal à 0,3 mm

$f_{ctm,el}$ contrainte limite élastique moyenne en traction

K_{global} reste valable y compris pour les plaques minces.

$\sigma(w)$ est la contrainte caractéristique post-fissuration

Ce critère ne s'applique pas pour les dalles minces ou les éléments épais avec un matériau très écrouissant, puisqu'alors la résistance post-fissuration sera supérieure à la contrainte limite élastique.

Condition de non fragilité

On doit s'assurer du caractère non fragile de la section, en vérifiant que l'effort résistant ELU est bien supérieur à l'effort conduisant à la fissuration.

Ce critère est détaillé en 7.3.2 (6)

Minimum ductility condition

In order to guarantee that the material will have adequate ductility in bending, the following criterion must be respected for strain-softening and low strain-hardening materials:

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

where

w_{lim} can be chosen equal to 0.3 mm

$f_{ctm,el}$ is the mean elastic limit stress in tension

K_{global} remains valid, including for thin plates.

$\sigma(w)$ is the characteristic post-cracking stress

This criterion does not apply to thin slabs or thick elements made of high strain-hardening material since the maximum post-cracking stress will be higher than the elastic limit stress .

Non-brittleness condition

Non-brittleness of the section must be ensured by checking that the ULS load conditions are higher than the load leading to cracking.

This criterion is described in detail in 7.3.2 (6).

2.2. Lois de comportement matériau prises en compte dans les calculs

Section 3 (numération EC2) : Matériaux

2.2. Material constitutive laws taken into account in the design

Section 3 (EC2 numbering): Materials

3.1 Béton

Cette partie est invalidée en totalité et remplacée par la partie suivante.

On remarquera que les lois permettant de passer de la résistance en compression au module d'Young ou à la résistance à la traction ne sont plus valables. Ces derniers paramètres doivent être déterminés à partir des essais de caractérisation matériaux (voir chapitre 1 et annexes 2, 3 et 4).

Les formules permettant de déterminer les lois de fluage et retrait en fonction du temps sont également invalidées. Les lois de fluage et retrait doivent être déterminées en fonction d'essais sur le matériau considéré, si la structure est sensible à ces phénomènes (voir les essais à réaliser en annexe 5).

Module d'Young pris en compte – Design Young's modulus

Pour le calcul des contraintes, on pourra considérer directement le module sécant E_{cm} .

Dans le cas d'un prédimensionnement, on pourra prendre $E_{cm} = 50$ GPa.

Pour le calcul des déformations à l'ELS, on pourra prendre en compte le fluage en utilisant directement le module efficace $E_{c,eff}$, défini pour une charge appliquée à l'instant t_0 comme :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi}$$

φ est le coefficient de fluage

3.1 Concrete

This entire part is no longer valid and is replaced by the following part.

It should be noted that the laws used to obtain the Young's modulus or the tensile strength from the compressive strength are no longer valid. These parameters must be determined from the material characterisation tests (see chapter 1 and annexes 2, 3 and 4).

The formula used to determine the creep and shrinkage laws as a function of time are also no longer valid. The creep and shrinkage laws must be determined according to tests conducted on the material concerned if the structure is sensitive to creep and shrinkage (see tests to be conducted in annex 5).

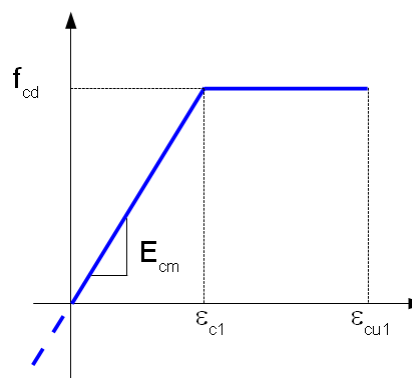
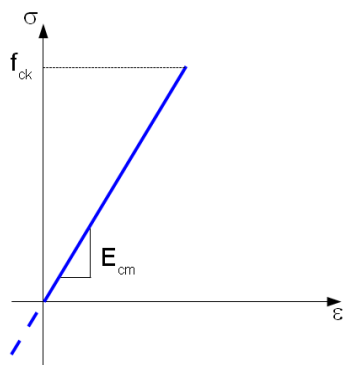
To calculate the stress, the secant modulus E_{cm} can be considered directly.

In the case of a preliminary design, $E_{cm} = 50$ GPa can be assumed.

The creep can be taken into account directly to calculate the deformation using the effective modulus $E_{c,eff}$, defined for a load applied at instant t_0 as :

φ is the creep coefficient

Loi de comportement en compression – Constitutive law in compression



Loi ELS / SLS law

Loi ELU / ULS law

$$\epsilon_{c0} = f_{ck}/E_{cm}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

$$\epsilon_{c0d} = f_{cd}/E_{cm}$$

γ_c est le coefficient partiel relatif au béton, voir 2.4.2.4 de l'EN 1992-1.1.

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 $\alpha_{cc} = 1$ est prise pour les bétons classiques. Nous recommandons de prendre 0,85 dans le cas des BFUP.

Dans le cas d'un prédimensionnement, on pourra prendre $f_{cm} = 180$ MPa, $f_{ck} = 150$ MPa et donc $f_{cd} = 85$ MPa

On peut prendre pour valeur de ϵ_{cud} :

$$\epsilon_{cud} = [1 + 14 (f_{ctfm}/f_{cm})] \cdot \epsilon_{c0d}$$

f_{ctfm} est la contrainte maximale moyenne post-fissuration en traction.

f_{cm} est la contrainte maximale moyenne en compression.

Commentaire : le coefficient devant ϵ_{c0d} résulte de l'analyse de nombreux essais sur BHP fibrés ou BFUP, en prenant en compte les résultats les plus pessimistes.

Dans le cadre d'un prédimensionnement, on pourra prendre $\epsilon_{cud} = 2,7 \cdot 10^{-3}$ (en considérant $f_{ctfm} = 9$ MPa)

Dans le cas d'une étude de stabilité de forme (poteau en flambement par exemple), il est possible d'utiliser une loi de comportement affinée dans le domaine post-pic, obtenue à partir d'essais pilotés en déplacement. On peut également utiliser une loi analytique définie conventionnellement à partir des valeurs connues de la résistance f_{cm} , du module E_{cm} ou $E_{c,eff}$ et de la contrainte moyenne de traction post-fissuration f_{ctf} (valeur de pic ou d'écroulement) – voir Annexe 2.

Résistance en traction : Lois pour section épaisse - Tensile strength: Laws for thick cross sections

La ductilité apparente en traction est en fait obtenue par la mise en traction des fibres puis par glissement progressif de leur ancrage dans la matrice cimentaire.

$$\epsilon_{c0} = f_{ck}/E_{cm}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

$$\epsilon_{c0d} = f_{cd}/E_{cm}$$

γ_c is the partial factor for concrete given in 2.4.2.4 of EN 1992-1.1.

α_{cc} is a coefficient that takes into account the long-term effects on the compressive strength and the negative effects resulting from the way in which the load is applied. The recommended value of α_{cc} is 1 for ordinary concrete. We recommend 0.85 for UHPFRC.

In the case of preliminary design, we recommend $f_{cm} = 180$ MPa, $f_{ck} = 150$ MPa and therefore $f_{cd} = 85$ MPa

The following value of ϵ_{cud} can be used:

$$\epsilon_{cud} = [1 + 14 (f_{ctfm}/f_{cm})] \cdot \epsilon_{c0d}$$

f_{ctfm} is the maximum mean post-cracking stress in tension.

f_{cm} is the maximum mean stress in compression.

Comment: the coefficient multiplying ϵ_{c0d} results from an analysis of numerous tests on fibre-reinforced HPC or UHPFRC, based on the most pessimistic results.

In the case of preliminary design, we recommend $\epsilon_{cud} = 2,7 \cdot 10^{-3}$ (taking $f_{ctfm} = 9$ MPa)

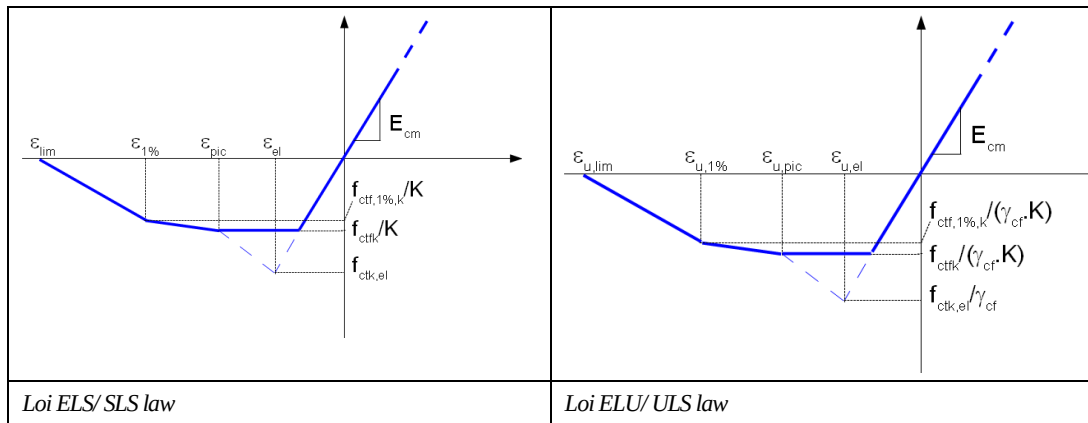
In the case of a stability study (column under buckling load, for example), it is possible to use a constitutive law refined in the post-peak field, obtained from controlled displacement tests. A conventionally defined analytical law based on known values of the compressive strength f_{cm} , modulus E_{cm} or $E_{c,eff}$ and mean post-cracking tensile stress f_{ctf} (peak or levelling value – see Annex 2) can also be used.

Apparent ductility in tension is obtained by exerting tensile stress on the fibres followed by gradual slipping of their anchorage in the cement matrix.

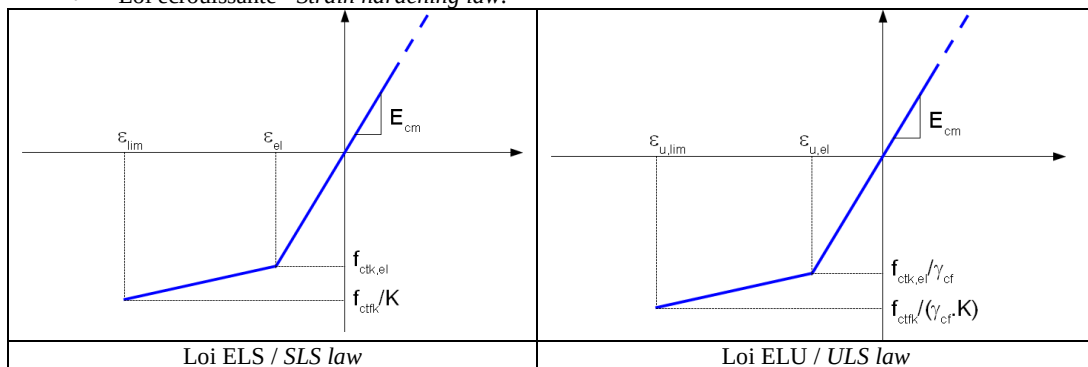
Les parties suivantes présentent des lois de traction simplifiées. Ces lois peuvent être remplacées par des lois plus réalistes issues des essais.

The following parts present simplified tensile laws. These constitutive laws can be replaced with more realistic laws resulting from tests.

Loi adoucissante ou faiblement écrouissante – Strain-softening or low strain hardening law:

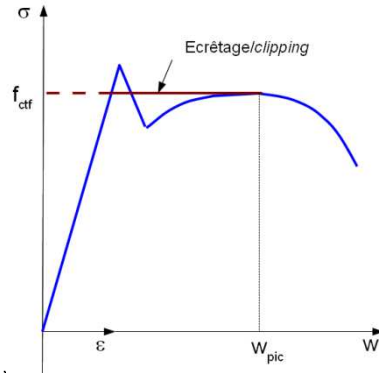
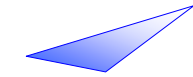


• Loi écrouissante - Strain hardening law:



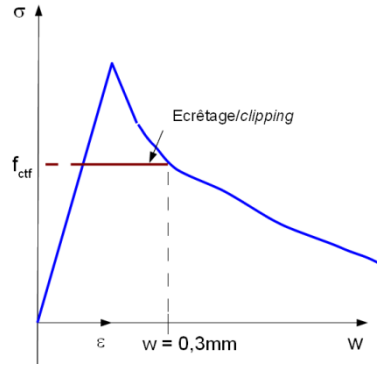
Dans le cas d'un comportement faiblement écrouissant ou adoucissant, la courbe est construite en tronquant partiellement la courbe réelle :
Si l'on observe un maximum local, le palier est construit en écrêtant la loi jusqu'à ce maximum local, comme indiqué sur le schéma ci-après :

In the case of strain-softening or low strain-hardening behaviour, the curve is obtained by partially truncating the real curve:
If a maximum local value is observed, the plateau is formed by clipping the curve corresponding to the law to correspond to the maximum local value as indicated in the diagram below:



Si il n'y a pas de pic local, le palier est construit de manière forfaitaire jusqu'à la valeur de contrainte correspondant à une ouverture de fissure de 0,3 mm, comme indiqué sur le schéma ci-dessous :

If there is no local peak, the plateau is obtained by clipping to the stress value that corresponds to a crack opening of 0.3 mm, as indicated in the diagram below:



Les paramètres donnés dans ces lois de calcul sont :

The following characteristic values of the curve are the following:

$f_{ctk,el}$ est la limite de linéarité caractéristique.

$f_{ct,el}$ is the characteristic elastic tensile strength.

- $\varepsilon_{pic} = \frac{w_{pic}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{c,eff}}$ à l'ELS
- $\varepsilon_{u,pic} = \frac{w_{pic}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} E_{c,eff}}$ à l'ELU

- $\varepsilon_{peak} = \frac{w_{peak}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{c,eff}}$ at SLS
- $\varepsilon_{u,peak} = \frac{w_{peak}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} E_{c,eff}}$ at ULS

avec w_{pic} = ouverture de fissure correspondant au pic local ou 0,3 mm si il n'y a pas de pic.

Where w_{peak} = crack opening corresponding to the local peak or 0.3 mm if there is no peak.

- $\varepsilon_{1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{c,eff}}$ à l'ELS
- $\varepsilon_{u1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} E_{c,eff}}$ à l'ELU

- $\varepsilon_{1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{E_{c,eff}}$ at SLS
- $\varepsilon_{u1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_{ctk,el}}{\gamma_{cf} E_{c,eff}}$ at ULS

avec $w_{1\%} = 0,01H$, H étant la hauteur du prisme d'essai de flexion associée à l'épaisseur de la structure

where $w_{1\%} = 0.01H$, H being the height of the prism tested under flexure corresponding to the thickness of the structure

- $\varepsilon_{u,lim} = \varepsilon_{lim} = \frac{l_f}{4l_c}$ dans le cas des BFUP adoucissants, l_f étant la longueur d'une fibre
- $\varepsilon_{u,lim}$ et ε_{lim} résultent des essais de caractérisation dans le cas des BFUP écrouissants (valeur plafonnée à 2,5 ‰ sauf si une caractérisation à l'aide d'essais de traction directe a été effectuée).
- $l_c = \frac{2}{3}h$ longueur caractéristique

Dans le cas d'un prédimensionnement on pourra prendre un BFUP faiblement écrouissant (type 2) avec $f_{ctk,el} = 9 \text{ MPa}$ et $f_{ctfk} = 9 \text{ MPa}$

Toujours pour un prédimensionnement, K vaut 1,25 si on s'intéresse aux effets globaux (K_{global}) et 1,75 si on s'intéresse aux effets locaux (K_{local}).

- $\varepsilon_{u,lim} = \varepsilon_{lim} = \frac{l_f}{4l_c}$ in the case of strain-softening UHPFRC, l_f being the length of a fibre
- $\varepsilon_{u,lim}$ and ε_{lim} result from the characterisation tests for strain-hardening UHPFRC (with a maximum of 2.5 ‰ except if characterisation was carried out using direct tensile tests).
- $l_c = \frac{2}{3}h$ characteristic length

In the case of a preliminary design, a low strain-hardening UHPFRC (type 2) can be taken with $f_{ctk,el} = 9 \text{ MPa}$ and $f_{ctfk} = 9 \text{ MPa}$.

Under the same conditions (preliminary design), $K = 1.25$ if the global effects (K_{global}) are considered and 1.75 if the local effects (K_{local}) are concerned.

Cela revient à prendre $\alpha_{ct} = 1$ si on se rapproche de l'Eurocode.

This means taking $\alpha_{ct} = 1$ applying the Eurocode notations.

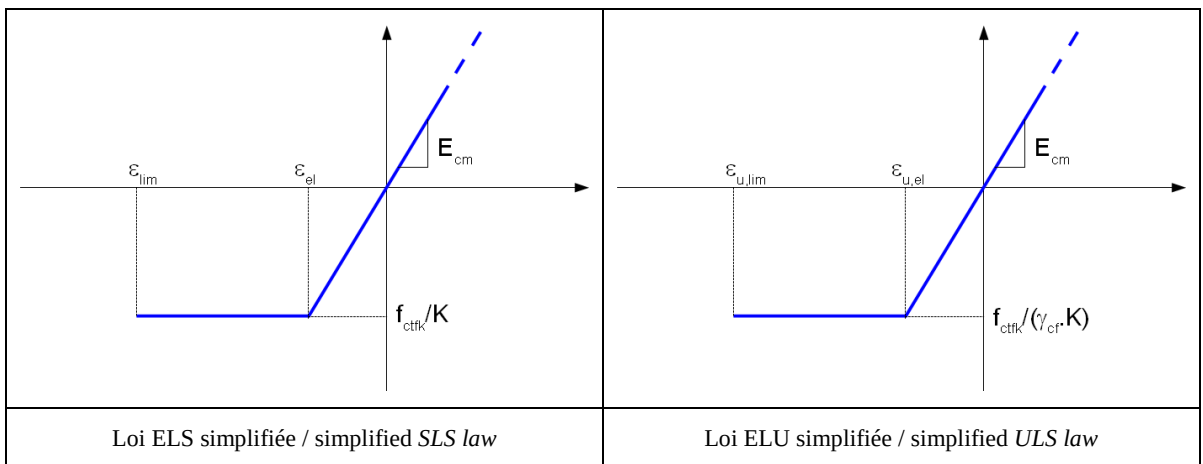
Résistance en traction : Lois pour éléments minces - Tensile strength: Laws for thin elements

Les plaques minces sont des éléments dont l'épaisseur e est telle que:

$e \leq 3 l_f$ avec l_f = longueur de la fibre

Thin plates are elements whose thickness e is such that:

- $e \leq 3 l_f$ where l_f = length of individual fibres



La loi fournie ci-dessus est une loi simplifiée, issue d'une analyse inverse simplifiée. Elle n'est utilisable que pour des éléments soumis à de la flexion simple ou à de la flexion-compression.

The law given above is a simplified law, resulting from a simplified back analysis. It can only be used for elements subjected to pure bending or bending-compression.

$\varepsilon_{u,lim}$ déformation maximale en traction

$\varepsilon_{u,lim}$, the maximum tensile strain, resulting

résultant des essais de caractérisation. Cette valeur est limitée à 2,5 ‰.

f_{ctfk} contrainte caractéristique de traction résultant des essais de caractérisation.

Dans le cas d'un prédimensionnement, on pourra prendre $f_{ctfk} = 9 \text{ MPa}$ et $\varepsilon_{lim} = \varepsilon_{u,lim} = 2,5 \cdot 10^{-3}$.

Les paramètres sont déterminés conformément au chapitre 1 et à l'annexe 4.

La limite élastique $f_{ctk,el}$ est également déterminée et permet de vérifier les conditions de non fragilité (voir partie 7.3.2 (6))

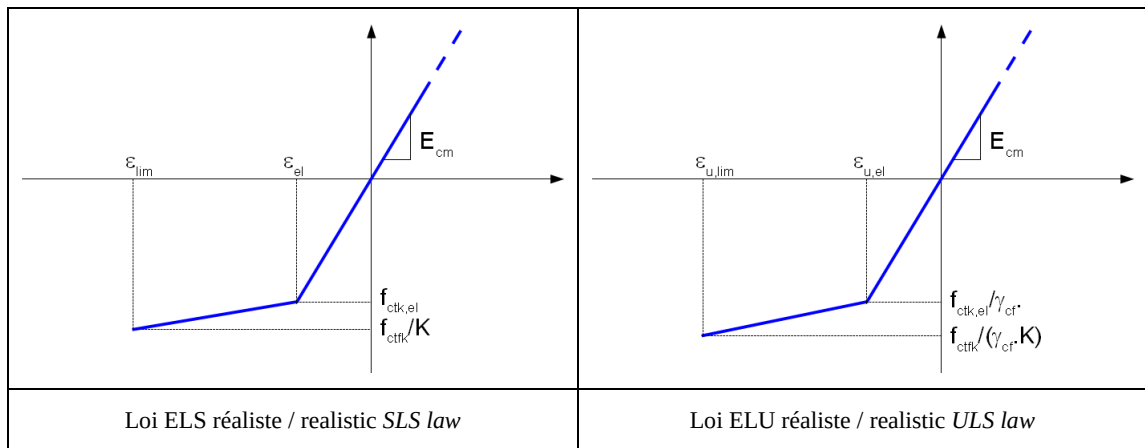
from the tensile tests. The maximum value is 2.5 ‰.

f_{ctfk} tensile stress resulting from the tensile tests.

In the case of a preliminary design, we recommend taking $f_{ctfk} = 9 \text{ MPa}$ and $\varepsilon_{lim} = \varepsilon_{u,lim} = 2,5 \cdot 10^{-3}$

The parameters are determined in accordance with chapter 1 and annex 4.

The elastic limit $f_{ck,el}$ is also determined and used to check the non-brittleness conditions (see part 7.3.2 (6)).



La loi fournie ci-dessus est une loi dite réaliste, issue d'une analyse inverse détaillée ou d'essais de traction directe. Elle est utilisable quel que soit le type de sollicitation, à condition que le matériau soit réellement écrouissant.

$\varepsilon_{u,lim}$ déformation maximale en traction résultant des essais de caractérisation. Cette valeur est limitée à 2,5 ‰ sauf si la caractérisation a été effectuée à l'aide d'essais de traction directe.

f_{ctfk} contrainte de traction résultant des essais de caractérisation.

$f_{ctk,el}$ est la limite de linéarité caractéristique

Dans le cas d'un prédimensionnement, on pourra prendre $f_{ctk,el} = 9 \text{ MPa}$, $f_{ctfk} = 10 \text{ MPa}$ et $\varepsilon_{lim} = \varepsilon_{u,lim} = 2,5 \cdot 10^{-3}$.

Les paramètres sont déterminés conformément au chapitre 1 et à l'annexe 3.

The law described above is a realistic law, based on a detailed back analysis or direct tensile tests. It can be used regardless of the type of loading, provided the material is effectively strain-hardening.

$\varepsilon_{u,lim}$ the maximum tensile strain is derived from the tensile tests. This value is limited to 2.5‰ except if characterisation was carried out using direct tensile tests.

f_{ctfk} tensile stress derived from the tensile tests.

$f_{ctk,el}$ is the characteristic elastic tensile strength

In the case of a preliminary design, we recommend taking $f_{ctfk} = 9 \text{ MPa}$, $f_{ctk,el} = 10 \text{ MPa}$ and $\varepsilon_{lim} = \varepsilon_{u,lim} = 2,5 \cdot 10^{-3}$

The parameters are determined in accordance with chapter 1 and annex 3.

Récapitulatif sur les plaques minces :

Lorsque le matériau est adoucissant en flexion simple (sur flexion 4 points réalisée lors de la caractérisation), alors on doit considérer des lois en σ - w comme pour les éléments épais. Ce cas de figure ne doit toutefois théoriquement pas se produire compte tenu de la condition de ductilité minimale sur le matériau (voir ci-avant).

Lorsque le matériau est durcissant en flexion simple mais adoucissant en traction directe (pas de multifissuration constatée), alors on doit considérer :

- une loi en σ - w comme pour les éléments épais dans le cas où l'élément peut être soumis à de la traction
- une loi simplifiée σ - ϵ , type élément mince si l'élément est soumis à de la flexion simple ou de la flexion compression.

Lorsque le matériau est durcissant en flexion simple et en traction directe, alors on peut utiliser la loi simplifiée seulement si l'élément n'est jamais soumis à de la traction, ou bien la loi réaliste (valable dans tous les cas).

Case of thin plates, summary :

When the material is strain-softening in pure bending (4-point bending tests carried out during characterisation), the same σ - w laws as for thick elements must be used. However, this case can theoretically not occur, given the material minimum ductility condition (see above).

When the material is strain-hardening in pure bending but strain-softening in direct tension (multi-cracking not observed), the following must be considered:

- *the same σ - w law as for thick elements if the element can be subjected to tension*
- *a simplified σ - w law of the thin element type if the element is subjected to pure bending or bending compression*

When the material is strain-hardening in pure bending or direct tension, either the simplified law can be used (but only if the element is never subjected to tension) or the realistic law (valid in all cases).

2.3. Exigences vis-à-vis de la durabilité

Section 4 : Durabilité et enrobage des armatures

4.1 Généralités

Inchangé

4.2 Conditions d'environnement

Inchangé

Pour ce qui concerne l'enrobage uniquement, la colonne d'exemples informatifs du Tableau 4.1 est rendue normative compte tenu des notes suivantes :

Notes au tableau 4.1

Note 1 : non reprise

Note 2 : Les parties des bâtiments à l'abri de la pluie, que ceux ci soient clos ou non, sont à classer en XC1 à l'exception des parties exposées à des condensations importantes à la fois par leur fréquence et leur durée qui sont alors à classer en XC3.

C'est le cas notamment de certaines parties

- d'ouvrages industriels
- de buanderies
- de papeteries
- de locaux de piscine

Note 3 : sont à classer en XC4 les parties aériennes des ouvrages d'art et les parties extérieures des bâtiments non protégées de la pluie, comme par exemple les façades, les pignons et les parties saillantes à l'extérieur, y compris les retours de ces parties concernés par les cheminements et/ou rejaillissements de l'eau

Note 4 : ne sont à classer en XD3 que 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 béton.

Ne sont donc à classer en XD3 que les parties des parcs de stationnement de véhicules exposées directement aux sels contenant des chlorures (par

2.3. Requirements for durability

Section 4 : Durability and cover to reinforcement

4.1 General

No change

4.2 Environmental conditions

No change.

For determination of concrete cover only, the column of informative examples in Table 4.1 is rendered normative taking into account of the following notes:

Table 4.1 notes

Note 1: not applicable

Note 2: Those parts of buildings that are protected from the rain, whether they are closed in or not, are to be classified XC1, except for parts exposed to high condensation due to both their frequency and duration, which are thus classified XC3.

This is the case in particular for certain parts of:

- industrial buildings
- laundries
- paper mills
- swimming pool buildings

Note 3: the superstructures of bridges and outside areas of buildings not protected from the rain, such as façades, gables and protrusions, including any returns which are exposed to the flow and/or splashing of water, are classified XC4

Note 4: only those parts of structures exposed to frequent and very frequent splashing of water containing chlorides and whose concrete is not protected by waterproofing are classified XD3

Therefore only those parts of car parks in which vehicles are directly exposed to chloride-containing salts (for example, the upper parts of slabs and ramps) and which do not have a coating that

exemple les parties supérieures des dalles et rampes) et ne comportant pas de revêtement pouvant assurer la protection du béton pendant la durée de vie du projet.

Note 5: sont à classer en XS3 les éléments de structures en zone de marnage et/ou exposés aux embruns lorsqu'ils sont situés à moins de 100m de la côte, parfois plus, jusqu'à 500m, suivant la topographie particulière.

Sont à classer en XS1 les éléments de structures situés au delà de la zone de classement XS3 et situés à moins de 1 km de la côte, parfois plus, jusqu'à 5 km, lorsqu'ils sont exposés à un air véhiculant du sel marin, suivant la topographie particulière.

Note 6 : En France, les classes d'exposition XF1, XF2, XF3 et XF4 sont indiquées dans la carte donnant les zones de gel, sauf spécification particulière notamment fondée sur l'état de saturation du béton (voir Annexe E de l'Eurocode 2 en E.2).

Pour ces classes d'exposition XF, et sous réserve du respect des dispositions liées au béton (documents normatifs nationaux), l'enrobage sera déterminé par référence à une classe d'exposition XC ou XD, comme indiqué en 4.4.1.2 (12).

Les classes de référence à retenir pour l'enrobage uniquement sont les suivantes :

protects the concrete throughout the lifetime of the structure, are to be classified XD3.

Note 5: parts of structures in tidal, splash and spray zones are to be classified XS3 when they are located at least 100 metres from the coast and sometimes more, up to 500 metres depending on the topography.

Structural elements located outside the XS3 zone and at least 1 km from the coast and sometimes more, up to 5 km, when exposed to airborne salt and depending on the topography, are to be classified XS1.

Note 6: In France, exposure classes XF1, XF2, XF3 and XF4 are indicated on the map showing areas exposed to freezing, except in special cases based in particular on the saturation of concrete (see Annex E of Eurocode 2 in E.2).

For these XF exposure classes, and subject to provisions relating to concrete (national normative documents), the cover will be determined in reference to an XC or XD exposure class, as indicated in 4.4.1.2. (12).

The reference classes to be taken for concrete cover determination only are the following:

		Classe d'exposition/Exposure class			
		XF1	XF2	XF3	XF4
Type de salage (cf. recommandations GEL 2003) / Type of de-icing (see freeze recommendations 2003)	Peu fréquent / Not very frequent	XC4	Sans objet / Not applicable	XD4 si le béton est formulé sans entraîneur d'air / XD4 if the concrete does not contain an air-entraining admixture XD1 si le béton est formulé avec entraîneur d'air / XD1 if the concrete contains an air-entraining admixture	Sans objet / Not applicable
	Fréquent / Frequent	Sans objet / Not applicable	XD1, XD3 pour éléments très exposés (*) / XD1, XD3 for	Sans objet / Not applicable	XD2, XD3 pour éléments très exposés (*) / XD2, XD3 for

			highly exposed elements		highly exposed elements (*)
	Très fréquent / Very frequent	Sans objet / Not applicable	Sans objet / Not applicable	Sans objet / Not applicable	XD3

(*) Pour les ponts : corniches, longrines d'ancrage des dispositifs de retenue, solins de joints de dilatation.

(*) For bridges: Cornices, beams for anchoring safety barriers, expansion joint covers.

Note 7 : les exemples informatifs donnés pour les classes XA1, XA2 et XA3 sont à comprendre et préciser comme suit :

Note 7: the informative examples given for classes XA1, XA2 and XA3 are to be understood and specified as follows:

- Eléments de structures en contact avec un sol agressif ou un liquide agressif
- Ouvrages de Génie Civil soumis à des attaques chimiques (par exemple certains bâtiments de catégorie E (voir le 1.1.1(1)P), suivant les documents particuliers du marché

- Structural elements in contact with an aggressive surface or liquid
- Civil engineering structures subject to chemical attack (for example, certain category E buildings (see 1.1.1(1)P)) depending on the special conditions of contract.

Note 8 : les risques de lixiviation et d'attaque par l'eau pure (par exemple condensation) sont à traiter dans les classes d'exposition XA1, XA2 et XA3 suivant leur sévérité.

Note 8: risks of leaching and pure water attack (e.g. condensation) are to be included in exposure classes XA1, XA2 and XA3 depending on their severity.

4.3 Exigences de durabilité

4.3 Requirements for durability

Inchangé (y compris 4.3 (103) dans l'EN 1992-2)

No change (including 4.3 (103) in EN 1992-2)

4.4 Méthodes de vérification

4.4 Methods of verification

4.4.1 Enrobage

4.4.1 Concrete cover

4.4.1.1 Généralités

4.4.1.1 General

Inchangé

No change

4.4.1.2 Enrobage minimal, c_{min}

4.4.1.2 Minimum cover, c_{min}

(1) Inchangé (rappel, l'enrobage est la distance entre la surface de l'armature la plus proche de la surface du béton et cette dernière).

(1) No change (reminder: the concrete cover is the distance between the surface of the reinforcement closest to the concrete surface and this latter).

(2) 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.

(2) The highest value for c_{min} that satisfies the requirements for both the bond and environmental conditions shall be used.

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

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

avec :

where :

$c_{min,b}$ enrobage minimal vis-à-vis des exigences

$c_{min,b}$ is the minimum cover due to bond requirement, see 4.4.1.2 (3)

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)

$\Delta c_{dur,\gamma}$ (voir EN 1992)

$\Delta c_{dur,st}$ (voir EN 1992)

$\Delta c_{dur,add}$ (voir EN 1992)

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

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

où l_f est la longueur des fibres, D_{max} est la dimension nominale du plus gros granulat, ϕ est le diamètre des aciers passifs, des aciers de précontrainte ou des gaines le cas échéant.

La valeur $c_{min,p}$ peut être réduite, sans descendre en dessous de l_f , à condition d'être validée dans les épreuves de convenance (contrôle visuel et sciage avec comptage des fibres).

(3) Inchangé en ce qui concerne les armatures passives.

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, dans la limite de 80 mm
- Gains plates : la plus petite dimension ou la moitié de la plus grande dimension, si celle-ci est supérieure
- Pour les armatures de précontrainte prétendues : 2,0 fois le diamètre du toron ou du fil, ou le diamètre du plus gros granulat si celui-ci est supérieur.

Remarque : cette valeur minimale peut être abaissée dans le cas de gaines de précontrainte par post-tension sous réserve de valider la qualité de l'enrobage lors des épreuves de convenance.

(4) Il convient de valider l'enrobage de l'ancrage des armatures utilisées en précontrainte par post-tension par des essais de transfert inspirés de l'ETAG013 et réalisés conformément à l'annexe 11.

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

Le tableau 4.3NF ne s'applique pas ; les seules modifications de classe structurale possibles sont liées à la durée d'utilisation de projet :

$c_{min,dur}$ is the minimum cover due to environmental conditions, see 4.4.1.2 (5)

$\Delta c_{dur,\gamma}$ (see EN 1992)

$\Delta c_{dur,st}$ (see EN 1992)

$\Delta c_{dur,add}$ (see EN 1992)

$c_{min,p}$ is the minimum cover due to the concrete placement conditions,

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

where l_f is the fibre length, D_{max} is the maximum aggregate size, ϕ is the diameter of the passive reinforcements, prestressing tendons or ducts, when relevant.

$c_{min,p}$ can be reduced, without going below l_f , provided it is validated by the suitability tests (visual inspection and sawing with verification of the fibre content).

(3) No change for reinforcing steel.

The value of $c_{min,b}$ to be used is as follows :

- For ducts used for post-tensioning
- Circular ducts: duct diameter, (or 80 mm for duct diameter higher than 80 mm)
- Flat ducts: either the smallest dimension or half the largest dimension, whichever is greater
- For pretensioned tendons: twice the strand or wire diameter or maximum aggregate size, whichever is greater.
-

Remark : this minimum value can be decreased in the case of post-tension ducts provided the cover quality is validated during the suitability tests.

(4) For post-tensioning tendons, the minimum cover of the anchorage (also called edge distances) should be provided in accordance with transfer tests similar to those in ETAG013, carried out in compliance with annex 11.

5) The structural class to be used for current buildings and civil structures is S4.

Table 4.3NF does not apply; the only possible changes in the structural class are related to the design service life of the structure:

- 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 4.4NF* (armatures de béton armé) et 4.5NF* (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.

- when the design service life is 100 years, the structural class is increased by 2,

- when the design service life is 25 years or less, the structural class is reduced by 1.

The minimum structural class is S1.

The recommended values of $c_{min,dur}$ are given in Table 4.4NF* (reinforcing steel) and Table 4.5NF* (prestressing steel) defined below. When a structural element is concerned by several exposure classes, the most stringent will be taken with respect to determination of the concrete cover.

Tableau 4.4NF* : 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

Table 4.4NF* : Values of minimum cover, $c_{\min,dur}$, requirements with regard to durability for reinforcing steel in accordance with EN 10080.

Exigence environnementale pour $c_{\min,dur}$ (mm) / Environmental requirement for $c_{\min,dur}$ (mm)							
Classe structurale / Structural class	Classe d'exposition suivant le tableau 4.1 / Exposure class according to Table 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	5	5	5	10	10	15	15
S2	5	5	10	10	15	15	20
S3	5	5	10	15	15	20	20
S4	5	10	15	15	20	20	20
S5	10	10	15	20	20	20	25
S6	10	15	20	20	20	25	25

Tableau 4.5NF* : Valeurs de l'enrobage minimal $c_{min,dur}$ requis vis-à-vis de la durabilité dans le cas des armatures de précontrainte

Tableau 4.5NF* : Values of minimum cover, $c_{min,dur}$, requirements with regard to durability for prestressing steel.

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)/ Environmental requirement for $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe structurale/Structural class	Classe d'exposition suivant le tableau 4.1/ Exposure class according to Table 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	irrelevant	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

Ces tableaux ont été établis par rapport aux tableaux de l'Eurocode en tenant compte de coefficients de diffusion pour les BFUP réduits au moins d'un facteur 5 par rapport aux bétons couverts par l'EC2. On a donc pu diviser les enrobages recommandés par $\sqrt{5}$ soit environ 2,2.

These tables are based on those in the Eurocodes taking into account a diffusion coefficient for UHPFRC divided at least by 5 in comparison with the concretes covered by Eurocode2. The recommended cover values have thus been divided by $\sqrt{5}$, i.e. about 2.2

(6) Inchangé

(6) No change

(7) Inchangé

(7) No change

(8) Inchangé

(8) No change

(9) Cette clause se substitue également au 4.4.1.2. (109) de la partie ponts et à la clause correspondante de l'Annexe Nationale. Dans le cas d'un béton coulé en place au contact d'autres éléments en béton (préfabriqués ou coulés en place), l'enrobage minimal 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,

(9) This clause also replaces 4.4.1.2. (109) of the bridge section and the corresponding clause in the National Annex. When in-situ concrete is in contact with other concrete components (prefabricated or cast-in-situ), the minimum concrete cover with respect to the interface can be reduced to a value corresponding to the maximum of bond ($c_{min,b}$ see (3) above) and of concreting conditions ($c_{min,p}$) requirements, provided that:

- the strength class of the concrete is at least C25/30,

- the exposure time of the concrete surface to an

- 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...)

outdoor environment is short (< 28 days),
- the interface has been treated (roughness, glue, resin...)

(10) Inchangé.

(10) No change.

(11) Non applicable

(11) Not applicable

(12) Inchangé (voir chapitre 3)

(12) No change (see chapter 3)

La résistance au gel-dégel et aux attaques chimiques (classes XF 2, 3, 4 et XA 1, 2, 3) requiert une attention particulière quant à la formulation du BFUP, et une validation basée sur des essais de performance. Sous réserve que la résistance du matériau soit assurée vis-à-vis de ces attaques, les valeurs d'enrobage déterminées conformément à 4.4 seront normalement suffisantes.

Resistance to freeze-thaw cycles and chemical attacks (XF 2, 3, 4 and XA 1, 2, 3 exposure classes) requires special attention in relation to the UHPFRC mix-design and a performance-based validation is necessary. Provided the material resistance is guaranteed with respect to these attacks, cover values determined according to 4.4 will generally be sufficient.

(13) Les valeurs k_1 , k_2 et k_3 peuvent être réduites et sont à adapter en fonction du BFUP utilisé et des conditions d'abrasion. Pour des BFUP présentant un indice inférieur à 1,5 à l'essai CNR, on prend $k_1 = k_2 = k_3 = 0$ mm.

(13) The k_1 , k_2 and k_3 coefficients can be reduced and need to be adapted with regard to the UHPFRC used and the wear conditions. For UHPFRC presenting an index of less than 1.5 according the CNR test, $k_1 = k_2 = k_3 = 0$ mm is assumed.

(114 EN 1992-2) Inchangé

(114 – EN 1992-2) No change

(115 – EN 1992-2) Cette clause ne s'applique pas

(115 – EN 1992-2) Not applicable

4.4.1.3 Prise en compte des tolérances d'exécution

4.4.1.3 Allowance in design for tolerance

(1) : Inchangé

(1) : No change

(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)

(2) :

The nominal cover c_{nom} should be used in the design calculations and indicated on the drawings, unless a value other than the nominal cover is specified (e.g. minimum value).

(3) : La marge de calcul pour tolérance d'exécution Δc_{dev} pourra être réduite à 5 mm dans les cas suivants:

(3) : The allowance in design for deviation Δc_{dev} can be reduced to 5 mm in the following cases:

- 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 béton.

- where fabrication is subjected to a quality assurance system, in which the monitoring includes measurement of the concrete cover.

Lorsque les conditions suivantes sont également satisfaites, Δc_{dev} pourra être réduite jusqu'à 0 mm

When the following conditions are also satisfied, Δc_{dev} can be reduced to 0 mm.

- Lorsque l'on peut garantir l'utilisation d'un

- When it can be guaranteed that a very accurate measurement device is used for monitoring and that non conforming elements are rejected (e.g. precast

appareil de mesure très précis pour la surveillance ainsi que le rejet des éléments non conformes (éléments préfabriqués, par exemple).

- Ou 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 ferrailages 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 ferrailages et contrôle des enrobages avant coulage,
 - En phase de mise en œuvre du béton : le cas échéant et en tant que de besoin, confection d'un élément témoin.

(4) : Non applicable

elements).

- Or when the design and fabrication of the elements, including their reinforcements, are subjected to a quality assurance system which covers the entire process from design to fabrication and comprises the following requirements, for every exposure class:
 - During the design and drafting phase: creation of large-scale drawings for critical reinforcements (moulding, railings, barriers, etc.) specifying the concrete cover and bar bending.
 - During assembly of the reinforcement frame: acceptance of bent bars and inspection of their dimensions,
 - During the installation of the reinforcement in the formwork: drafting of reinforcement spacer plans (spacer type, frequency, fixation, etc); acceptance of reinforcements and control of concrete cover before casting.
 - Before the casting phase, if necessary, execution of a test element (mock-up).

(4) : Not applicable

2.4. Justifications aux états limites ultimes

Section 6 : Etats-limites ultimes

6.1 Flexion simple et flexion composée

(1) La présente section s'applique aux régions sans discontinuité des poutres, dalles et autres éléments analogues dont les sections demeurent approximativement planes avant et après le chargement. La vérification de la résistance de la section se fait en recherchant le moment résistant maximal sous effort normal imposé.

Le dimensionnement et le choix des dispositions constructives des régions de discontinuité des poutres et autres éléments, dans lesquelles les sections droites ne restent pas planes, peuvent être effectués conformément à 6.5 (méthode bielles et tirants).

(2)P La détermination du moment résistant ultime de sections droites en béton fibré (armées, précontraintes, ou ni armées, ni précontraintes) s'appuie sur les hypothèses suivantes :

les sections planes restent planes

les armatures adhérentes (passives ou actives), qu'elles soient tendues ou comprimées, subissent les mêmes déformations relatives que le béton adjacent

les contraintes dans le béton fibré comprimé et tendu se déduisent des diagrammes donnés ci-avant en 2.2.

les contraintes dans les armatures de béton armé ou dans les armatures de précontrainte se déduisent des diagrammes de calcul donnés en 3.2 (Figure 3.8) et en 3.3 (Figure 3.10) de l'EN 1992-1.1.

L'évaluation des contraintes dans les armatures de précontrainte tient compte de leur déformation relative initiale.

(3) La déformation en compression du béton doit être limitée à ε_{cu1} , selon le diagramme défini ci-avant. 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) de l'EN 1992-1.1 respectivement.

(4) Dans le cas de sections droites, soumises à un effort de compression, 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.

(5) Dans les parties des sections qui sont soumises à une charge approximativement centrée ($e/h < 0,1$), telles que les membrures comprimées des poutres-

2.4. Ultimate limit state (ULS) verifications

Section 6 : Ultimate limit states (ULS)

6.1 Bending with or without axial force

(1) This section applies to undisturbed regions of beams, slabs and similar elements for which sections remain approximately plane before and after loading. To check the section strength, the maximum bending moment under an imposed axial force is calculated.

The discontinuity regions of beams and other members in which plane sections do not remain plane may be designed and detailed according to 6.5 (strut and tie method).

(2)P When determining the ultimate bending moment resistance of cross sections of fibre-reinforced concrete (reinforced with regular rebars, prestressed, or neither reinforced nor prestressed), the following assumptions are made:

- plane sections remain plane.

- the strain in bonded reinforcement or bonded prestressing tendons, whether in tension or in compression, is the same as that in the surrounding concrete.

- the stresses in the concrete in compression or in tension are derived from the design stress/strain relationships given above in 2.2.

- the stresses in the reinforcing or prestressing steel are derived from the design curves in 3.2 (Figure 3.8) and 3.3 (Figure 3.10) of EN 1992-1.1.

- the initial strain in prestressing tendons is taken into account when assessing the stresses in the tendons.

(3) The compressive strain in the concrete shall be limited to ε_{cu1} . The strains in the reinforcing steel and the prestressing steel shall be limited to ε_{ud} (where applicable); see 3.2.7 (2) and 3.3.6 (7) of EN 1992-1.1 respectively.

caissons, il convient de limiter la déformation moyenne en compression dans cette partie de la section à ϵ_{c0d} .

(4) For cross-sections loaded by a compression force it is necessary to account for a minimum eccentricity, $e_0 = h/30$ but not less than 20 mm where h is the depth of the section.

(5) In parts of cross-sections which are subjected to approximately concentric loading ($e/h < 0,1$), such as compression flanges of box girders, the mean compressive strain in that part of the section should be limited to ϵ_{c0d} .

(6) La vérification de la résistance de la section se fait en recherchant le moment résistant maximal sous effort normal imposé, dans les limites du diagramme de déformation ci-après (cf. 2.3 - 6.1).

(6) The ultimate capacity of the section is checked by calculating the maximum bending moment under an axial force within the limits of the strain diagram below (see 2.3-6.1).

Cette règle des pivots peut être utile si l'on considère des BFUP écrouissants ou des plaques minces. Elle ne peut s'appliquer aux BFUP adoucissants ou légèrement écrouissants, qu'à condition de négliger la résistance du béton dans la partie fissurée. Dans ce dernier cas, on n'impose pas de pivot et on utilise directement les lois de comportement en compression-traction définies précédemment (voir partie 2.2)

The ultimate strain rule can be useful when considering strain-hardening UHPFRCs or thin plates. It can only be applied to strain-softening or low strain-hardening UHPFRC if the concrete strength in the cracked part is ignored. In this case, no ultimate strain is imposed and the compression-tension constitutive laws defined previously (part 2.2) are applied.

Les limites des pivots sont les suivantes :

The ultimate strain limits are as follows:

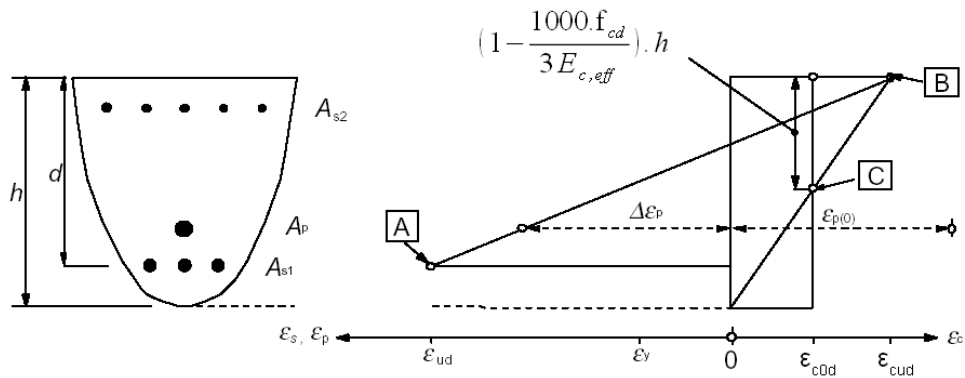
- Point A : le diagramme passe par le point A qui correspond pour l'armature la plus excentrée à un accroissement d'allongement de 10 ‰ au-delà du retour à 0 de la déformation du béton adjacent. Si $\frac{l_f}{4l_c} + \frac{f_{tj}}{E_{ij}} < 10 \text{ ‰}$, on néglige la participation du béton fibré tendu (cas des poutres de très grande hauteur).
- Point B : raccourcissement ϵ_{cud} du point extrême de la section le plus comprimé.
- Point C : raccourcissement de $\frac{f_{cd}}{E_{c,eff}} = \epsilon_{c0d}$ du béton à une distance du point extrême le plus comprimé égale à $(1 - \frac{1000 \cdot f_{cd}}{3E_{c,eff}}) \cdot h$, où h est la hauteur totale de la section.
- Pivot F : pour les BFUP écrouissants ou les plaques minces, on peut considérer un pivot dû à la résistance des fibres correspondant à une déformation $\epsilon_{u,lim}$.
- Pivot A' : dans certains cas, on pourra limiter la déformation de l'acier à la déformation élastique, dans un souci de simplification.

Point A: the diagram goes through point A which, for the reinforcement furthest from the centre, corresponds to a 10‰ increase in elongation after the strain in the adjacent concrete returns to zero. If $\frac{l_f}{4l_c} + \frac{f_{tj}}{E_{ij}} < 10\text{‰}$, the fibres participation (post-cracking domain) is ignored (case of very deep beams).

Point B: shortening ϵ_{cud} of the most severely compressed point of the section.

Point C: shortening of the concrete $\frac{f_{cd}}{E_{cm}} = \epsilon_{c0d}$ at a distance of $(1 - \frac{1000 \cdot f_{cd}}{3E_{cm}}) \cdot h$ from the most severely compressed outermost point, h being the total depth of the section.

- Point F: for strain-hardening UHPFRC, an ultimate strain of $\epsilon_{u,lim}$ due to the fibre resistance can be considered.
- Point A': in certain cases, to simplify matters, the steel strain can be limited to the elastic limit.



- [A]** - limite de déformation relative en traction des armatures de béton armé
- reinforcing steel tension strain limit
- [B]** - limite de déformation relative du béton en compression
- concrete compression strain limit
- [C]** - limite de déformation relative du béton en compression pure
- concrete strain limit under pure compression

Figure 6.1 Diagramme des déformations relatives admissibles à l'état-limite ultime /
Acceptable strain distributions in the ultimate limit state

(7) Inchangé

(7) No change

(8) Inchangé

(8) No change

(9) Clause complémentaire

(9) Additional clause

Dans le cas d'une flexion composée avec un effort normal de traction sur dalle mince ou sur élément épais avec BFUP écrouissant, la déformation moyenne sur toute la section ne devra pas être inférieure à $\epsilon_{u,lim}/2$ (en valeur absolue la déformation moyenne devra être inférieure à $\epsilon_{u,lim}/2$)

In the case of bending combined with a tensile axial force on a thin slab or thick member with strain-hardening UHPFRC, the mean strain in the entire section must not be less than $\epsilon_{u,lim}/2$ (in absolute terms, the mean strain must be lower than $\epsilon_{u,lim}/2$).

Cette clause est destinée à prendre une marge de sécurité vis-à-vis d'éléments soumis à une forte traction.

This clause is aimed at introducing a safety margin in the case of members subjected to high tensile force.

6.2 Effort tranchant

6.2 Shear

La partie suivante se substitue aux parties 6.2.1, 6.2.2 et 6.2.3 de l'Eurocode2.

The following section replaces 6.2.1, 6.2.2 and 6.2.3 of Eurocode 2.

L'effort tranchant résistant est égal à la plus petite des deux valeurs V_{Rd} et $V_{Rd,max}$

The shear capacity is equal to the smaller of the two values V_{Rd} and $V_{Rd,max}$

$V_{Rd,max}$ désigne la résistance des bielles de compression du béton

$V_{Rd,max}$ is the resistance of the concrete compressive struts.

V_{Rd} désigne la résistance des tirants en traction du béton

V_{Rd} is the tensile resistance of the ties in the concrete.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f}$$

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,f}$$

$V_{Rd,c}$: terme de participation du béton

$V_{Rd,s}$: terme de participation des aciers d'effort tranchant

$V_{Rd,f}$: terme de participation des fibres

$V_{Rd,c}$: concrete term

$V_{Rd,s}$: shear reinforcement term

$V_{Rd,f}$: fibres term

Les termes V_{ccd} et V_{td} 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 les présentes recommandations car ces termes ne sont pas spécifiques aux BFUP. Ils interviennent toutefois de la même façon dans les calculs

The terms V_{ccd} and V_{td} , which are the design values of the shear component of the force in the compression area in the case of an inclined compression chord and an inclined tensile chord respectively, are not used in these recommendations because they are not specific to UHPFRC. However, they can be used the same way in the design calculations.

(1) Terme $V_{Rd,c}$:

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

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

avec :

$$k = 1 + \begin{cases} 3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} & \sigma_{cp} \geq 0 \\ 0,7 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ctk,el}} & \sigma_{cp} < 0 \end{cases}$$

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

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

* Pour une section non précontrainte et non armée :

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

ou

$$V_{Rd,c} = \frac{0,21}{\gamma_{cf} \gamma_E} f_{ck}^{1/2} b_w 0,875h$$

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 , on prendra $0,55 \Phi$ 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

(1) Term $V_{Rd,c}$

* For a reinforced section, the design value for the shear capacity $V_{Rd,c}$ provided by concrete is given by :

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

with :

$$k = 1 + \begin{cases} 3 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} & \sigma_{cp} \geq 0 \\ 0,7 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{ctk,0.05}} & \sigma_{cp} < 0 \end{cases}$$

* For a prestressed (reinforced or not) section, the design value for the shear resistance $V_{Rd,c}$ is given by :

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

* For a non-prestressed and non-reinforced section :

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

or

$$V_{Rd,c} = \frac{0,21}{\gamma_{cf} \gamma_E} f_{ck}^{1/2} b_w 0,875h$$

The following always apply:

f_{ck} is expressed in MPa

b_w is the smallest width of the cross-section in the tensile area [m]. In the case of a circular section of diameter Φ , b_w will be equal to $0,55 \Phi$.

z is the inner lever arm, for a member with constant depth, corresponding to the bending moment in the element under consideration.

les armatures passives longitudinales.

Les formules sont cohérentes si $z = 0.9 d$ et $d = 7/8 h$ dans le cas non armé

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$$

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 béton.

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

Ce coefficient γ_E caractérise l'incertitude actuelle sur la possibilité d'extrapoler les formules établies pour les BHP, pour lesquels $f_{ck} \leq 90$ MPa, aux BFUP. Des essais récents ont montré que ce terme semblait sécuritaire, mais il faudrait étayer cette hypothèse par un plus grand nombre de résultats expérimentaux.

(2) Terme $V_{Rd,f}$

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

$$V_{Rd,f} = \frac{A_{fv} \sigma_{Rd,f}}{\tan \theta}$$

Dans le cas des BFUP adoucissants ou peu écrouissants :

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

$$w_{lim} = \max(w_u, w_{max})$$

A_{fv} est l'aire d'action des fibres.

pour une section rectangulaire, ou une section en té :

$$A_{fv} = b_w z$$

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

pour une section circulaire de diamètre Φ ,

$$A_{fv} = 0,58 \Phi^2$$

$\sigma_{Rd,f}$ est la résistance résiduelle en traction de la section fibrée.

θ est l'inclinaison sur l'axe neutre de la contrainte

d is the distance from the most severely compressed outermost point to the longitudinal reinforcement.

Formulas are coherent if $z = 0.9 d$ and $d = 7/8 h$ in the case of passive reinforcement

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$$

N_{Ed} is the axial force in the cross section due to loading or prestressing ($N_{Ed} > 0$ for compression). The influence of imposed deformations on N_{Ed} may be ignored.

A_c is the area of concrete cross section.

γ_E is a safety coefficient such that $\gamma_{cf} \gamma_E$ is equal to 1.5.

The coefficient γ_E characterises the current uncertainty about extrapolating formulae developed for HPC for which $f_{ck} \leq 90$ MPa, to UHPFRC. Recent studies have shown that the coefficient appears to provide safety but that the hypothesis needs to be backed up by a larger number of experimental results.

(2) $V_{Rd,f}$

The design value for the part of the shear capacity $V_{Rd,f}$ provided by the fibres is given by :

$$V_{Rd,f} = \frac{A_{fv} \sigma_{Rd,f}}{\tan \theta}$$

In the case of strain-softening or low strain-hardening UHPFRC:

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

$$w_{lim} = \max(w_u, w_{max})$$

A_{fv} is the area of fibre effect.

for rectangular or Tee sections : $A_{fv} = b_w z$

z is the inner lever arm, for a member with constant depth, corresponding to the bending moment in the element under consideration. In the shear analysis of reinforced concrete without axial force, the approximate value $z = 0,9 d$ may normally be used.

for a circular section of diameter Φ ,

$$A_{fv} = 0,58 \Phi^2$$

$\sigma_{Rd,f}$ is the residual tensile strength of the fibre-reinforced cross-section.

θ is the angle between the principal compression stress and the beam axis. The stress tensor is calculated at the neutral axis by an elastic

principale de compression. Le tenseur des contraintes est évalué au droit de l'axe neutre par un calcul élastique, à partir du tenseur des efforts.

Nous proposons de prendre $\theta = 30^\circ$ comme valeur minimum.

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.

w_{max} est l'ouverture maximale admissible des fissures, au sens de 7.3.1.

note : le calcul de $\sigma_{Rd,f}$ est réalisé en considérant la composante verticale de l'effort apporté par les fibres le long d'une fissure de flexion

Dans le cas des BFUP très écrouissants (type 3 selon la dénomination adoptée au chapitre 1), l'expression $\sigma_{Rd,f}$ devient :

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K\gamma_{cf}} \times \frac{1}{\epsilon_{lim} - \epsilon_{el}} \int_{\epsilon_{el}}^{\epsilon_{lim}} \sigma_f(\epsilon) d\epsilon$$

Avec $\epsilon_{lim} = \max(\epsilon_u, \epsilon_{max})$

ϵ_u est la déformation ultime atteinte à l'ELU en flexion composée, sur la fibre extrême, sous le moment agissant dans la section.

ϵ_{max} est égal à ϵ_{lim} .

Sauf pour des éléments de très petites dimensions, la valeur de K utilisée sera K_{global} .

On peut considérer qu'un élément est de très petite dimension pour le calcul d'effort tranchant si la largeur b_w et la hauteur h sont toutes deux inférieures à $5.l_f$ avec l_f longueur des fibres.

(3) Terme $V_{Rd,s}$

La résistance à l'effort tranchant provenant des aciers verticaux a pour expression :

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

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

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

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

calculation based on the force torsor.

A minimum value of $\theta = 30^\circ$ is recommended.

w_u is the ultimate crack width attained at the ULS for bending combined with axial forces, on the outer fibre, under the moment exerted in the section.

w_{max} is the maximal admissible crack width, according to 7.3.1.

note: $\sigma_{Rd,f}$ is calculated considering the vertical component of the force provided by the fibres along a bending crack.

In the case of high strain-hardening UHPFRC (type 3 according to the classification set out in chapter 1), the expression $\sigma_{Rd,f}$ becomes:

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K\gamma_{cf}} \times \frac{1}{\epsilon_{lim} - \epsilon_{el}} \int_{\epsilon_{el}}^{\epsilon_{lim}} \sigma_f(\epsilon) d\epsilon$$

With $\epsilon_{lim} = \max(\epsilon_u, \epsilon_{max})$

ϵ_u is the ultimate strain attained at the ULS for bending combined with axial forces, on the outer fibre, under the moment exerted in the section.

ϵ_{max} is equal to ϵ_{lim} .

Except for very small elements, the value of K used here will be K_{global}

It can be considered that an element is very small for calculating the shear if the width b_w and the height h are both less than $5.l_f$, where l_f is the fibre length.

(3) $V_{Rd,s}$

The contribution to shear resistance brought by the vertical shear reinforcement is as follows:

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

If the element comprises inclined reinforcements, the resisting shear force provided by the reinforcements is as follows:

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

A_{sw} is the cross-sectional area of shear reinforcement

s is the spacing of the stirrups

f_{ywd} is the design yield strength of the shear

d'effort tranchant

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

Attention, dans les sections circulaires, il convient de minorer $V_{Rd,s}$ de 30% pour tenir compte du fait que les aciers ne travaillent pas directement dans la direction du tirant.

(4) $V_{RD,max}$

La limite de résistance des bielles de compression est :

$$V_{Rd,max} = 2 \times 1,14 \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} b_w z f_{ck}^{2/3} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

Par rapport aux recommandations provisoires de 2002, suppression du coefficient γE qui correspondait à un manque de résultats expérimentaux sur cette formule. Des essais récents montrent que cette formule est robuste. Nous la considérons donc comme sûre dans le cas où la quantité de fibres est suffisante et la valeur de K modérée.

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

reinforcement

α is the angle between the passive shear reinforcement and the beam axis.

Note that in circular sections, $V_{Rd,s}$ must be reduced by 30% to take into account the fact that the reinforcements do not directly act in the direction of the tie.

(4) $V_{Rd,max}$

The ultimate strength of the compressive struts is as follows:

$$V_{Rd,max} = 2 \times 1,14 \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} b_w z f_{ck}^{2/3} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

With respect to interim recommendations (2002), the coefficient γE which would seem to correspond to a lack of experimental results for this formula, has been eliminated. Recent tests have shown the robustness of this formula. We therefore consider it to be safe if there is a sufficient quantity of fibres and a moderate K value.

As above, θ designates the angle between the principal compressive stress and the beam axis.

Le terme de résistance des bielles est l'extrapolation au BFUP des règles du BPEL pour les BHP. Ce terme a été vérifié au cours d'essais d'effort tranchant réalisés en 2009 ([BABY,10] et [BABY,12c])

The compressive strut resistance term is the extrapolation to UHPFRC of the BPEL rules for high performance concrete. It was verified during shear tests carried out in 2009 ([BABY,10] and [BABY,12c])

Des essais effectués il y a quelques années avaient montré que pour des poutres en béton ordinaire, la direction des fissures initiales n'influe pas sur la résistance ultime à l'effort tranchant. En effet, l'effet d'engrènement permet à ces fissures de transmettre des efforts, et celles qui conduisent finalement à la ruine peuvent être distinctes des fissures initiales. Il est donc légitime de considérer des bielles d'inclinaison variable, comme le propose l'Eurocode 2 pour les bétons ordinaires.

En ce qui concerne les BFUP, la situation est sans doute différente, compte tenu du faible effet d'engrènement, d'où la proposition d'en rester à une bielle dont l'inclinaison est déterminée par un calcul de contraintes principales en régime élastique (calcul conforme à celui du BPEL).

Tests conducted a few years ago showed that for conventional concrete beams, the initial crack direction does not affect the ultimate shear strength. The aggregate interlock effect enables the cracks to transmit loads and the cracks that finally result in failure can be distinguished from the initial cracks. It is therefore legitimate to consider struts of variable inclination, as proposed in Eurocode 2 for conventional concrete.

In the case of UHPFRC, the situation is different because of the low aggregate interlock effect which explains the choice of a strut whose inclination is determined by calculating the main stresses in the elastic domain (calculation similar to BPEL).

(5) 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 :

(5) When the web contains grouted or non grouted ducts, the duct diameter is deduced from the web thickness b_w . The width must then be replaced by the nominal width $b_{w,nom}$ defined as follows:

$$b_{w,nom} = b_w - \sum \phi$$

$$b_{w,nom} = b_w - \sum \phi$$

Même si la gaine est injectée avec un coulis de ciment, on doit déduire la largeur de la gaine pour calculer l'efficacité des fibres. De plus, pour vérifier la résistance des bielles, le coulis ayant une résistance à la compression nettement inférieure à celle du BFUP (la norme EN447 demande que la résistance en compression soit supérieure à 30 MPa), il est plus prudent de négliger la reprise de la compression apportée par le coulis.

Quant au facteur 1,2 de l'Eurocode appliqué au diamètre de la gaine dans le cas de gaines non injectées, de gaines en plastique injectées et des armatures de précontrainte non adhérentes, on considère que les fibres remplacent des armatures transversales pour prévenir un phénomène de fendage des bielles. Ce facteur est donc réduit à 1.

Even if the duct is grouted, its width has to be deduced to calculate the efficiency of the fibres. To check the strength of the struts, since the grout has a much lower compressive strength than that of UHPFRC (standard EN447 requires a compressive strength of more than 30 MPa), it is safer to ignore the compressive strength provided by the grout.

In relation to the 1.2 factor in the Eurocode applied to the duct diameter in the case of non-grouted ducts, grouted plastic ducts and unbonded tendons, it is considered that the fibres replace the transverse reinforcements in preventing the struts from splitting. This factor is therefore reduced to 1.

6) Règle de décalage des moments :

les éléments en BFUP pouvant ne contenir aucune armature, nous remplaçons la clause 6.2.3(7) de l'Eurocode 2 donnant le surcroît d'effort dans les armatures par la règle de décalage des moments.

Pour tenir compte de l'inclinaison des bielles d'effort tranchant, les moments pris en compte pour vérifier les sections doivent être décalés d'une longueur égale à :

$$0,5 z (\cot \theta)$$

Le terme $\cot \alpha$ provenant de l'inclinaison éventuelle des armatures d'effort tranchant est omis ici. Si on a des fibres et des armatures, il est sans doute plus sécuritaire de ne prendre en compte que $\cot \theta$.

(6) Bending moment correction rule:

Since UHPFRC elements may contain no reinforcing steel, clause 6.2.3(7) of Eurocode 2 has been replaced in order to increase the tensile force in the reinforcements using a moment shifting rule.

To take the strut inclination angle into account, the bending moment is shifted a length equal to :

$$0,5 z (\cot \theta)$$

The $\cot \alpha$ resulting from the angle of inclination of the shear reinforcement is omitted here. If there are both fibres and reinforcements, it would be safer only to take $\cot \theta$ into account.

(7) Lorsque des charges sont appliquées sur la face supérieure de l'élément, à une distance a_v du nu de l'appui telle que $0,5d \leq a_v \leq 2,0d$, la contribution de cette charge à l'effort tranchant agissant V_{Ed} peut être minorée par $\beta = a_v/2d$.

Pour l'effort tranchant V_{Ed} ainsi calculé, il convient de satisfaire la condition :

(7) For members with loads applied on the upper side within a distance $0.5d \leq a_v \leq 2.0d$, the contribution of this load to the shear force V_{Ed} may be reduced by $\beta = a_v/2d$.

The shear force V_{Ed} calculated in this way, should satisfy the condition:

$$V_{Ed} \leq A_{sw} f_{ywd} [(2 - a_v/d) \cos \alpha + (a_v/d - 0,5) \sin \alpha] / 1,5 + 0,75 b_w a_v \sigma_{Rd,f}$$

- où $A_{sw} f_{ywd}$ est la résistance des armatures qui traversent les fissures d'effort tranchant dans la zone chargée (voir Figure 6.6 de l'Eurocode 2). Il convient de ne tenir compte des armatures d'effort tranchant que dans la partie centrale, sur une longueur de $0,75 a_v$.

- où la résistance résiduelle en traction de la section fibrée, $\sigma_{Rd,f}$, a été définie plus haut.

- where $A_{sw} f_{ywd}$ is the resistance of the shear reinforcement crossing the inclined shear crack between the loaded areas (see Figure 6.6 of Eurocode 2). Only the shear reinforcement within the central $0,75 a_v$ should be taken into account.

- where the residual tensile strength of the fibre-reinforced section, $\sigma_{Rd,f}$, has been defined above.

The reduction by a factor β should only be applied

Il convient d'appliquer la réduction par β pour le seul calcul des armatures d'effort tranchant associées aux fibres. Cette réduction est uniquement valable lorsque les armatures longitudinales éventuelles sont complètement ancrées au droit de l'appui.

Pour $a_v < 0,5d$, il convient d'adopter $a_v = 0,5d$.

La valeur de V_{Ed} calculée sans appliquer le facteur de réduction β doit toujours être inférieure à $V_{Rd,max}$.

to calculating the shear reinforcement associated with the fibres. It is only valid provided that the longitudinal reinforcement is fully anchored at the support.

For $a_v < 0.5d$, the value $a_v = 0.5d$ should be used.

The value V_{Ed} , calculated without reduction by β , should however always be less than $V_{Rd,max}$.

Le facteur de réduction $\beta = a_v / 2d$ correspond à une transmission directe d'une partie des charges à l'appui.

Le coefficient 0,75 est pris par homogénéité avec les armatures passives, pour lesquelles on ne compte que celles se situant dans les trois quarts centraux de la portée a_v .

The reduction factor $\beta = a_v / 2d$ corresponds to direct transmission of part of the load to the support.

The coefficient 0.75 is taken to achieve homogeneity with the reinforcements, since only those located in the middle three-quarters of the span a_v are taken into account.

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

(1) Inchangé

(2) Lorsque la section ne contient pas d'armatures classiques (passives ou actives), cette clause est remplacée par la vérification de la non-fragilité (voir expression de non fragilité à la section 2.1).

(3) Inchangé

(4) combinaison flexion tranchant dans une membrure

La vérification en présence de fibres et d'armatures passives est la suivante. Dans un premier temps, on vérifie quelle hauteur de section fibrée (h_{fs}) et quelle quantité d'armatures (A_{sfs}) sont nécessaires pour équilibrer l'effort tranchant. Dans un deuxième temps, on calcule le moment maximum en supposant que seuls les aciers et la part de section fibrée non prise en compte pour équilibrer le cisaillement peuvent travailler en traction.

Pour la première vérification

$$h_f v_{Ed} \leq \left(h_{fs} \sigma_{Rd,f} + \frac{A_{sfs} f_{yd}}{s_f} \right) \cot \theta_f$$

$\sigma_{Rd,f}$ est la résistance résiduelle en traction de la section fibrée (définies en 6.2).

θ_f est l'angle des bielles de compression par rapport à l'âme de la poutre. On prendra $\cot \theta_f = 1$.

h_f est l'épaisseur de la membrure à la jonction

6.2.4 Shear between web and flanges of T-sections

(1) No change

(2) In the case of a non-reinforced and non-prestressed section, this clause is replaced by verification of non-brittleness (see expression of non-brittleness in part 2.1).

(3) No change

(4) combination of shear and bending moment in a flange

Verification in the presence of fibres and reinforcing steel is as follows. First, the height of the fibre-reinforced concrete section (h_{fs}) and the amount of reinforcing steel (A_{sfs}) are checked so that they can resist the shear force. Second, the maximum bending moment is calculated assuming that only the reinforcing steel and the fibre-reinforced concrete section not taken into account previously can work in tension.

For the first verification

$$h_f v_{Ed} \leq \left(h_{fs} \sigma_{Rd,f} + \frac{A_{sfs} f_{yd}}{s_f} \right) \cot \theta_f$$

$\sigma_{Rd,f}$ is the residual tensile strength of the fibre-reinforced section (defined in 6.2)

θ_f is the angle between the compressive strut and the beam web. Recommended value is $\cot \theta_f = 1$.

h_{fs} est la hauteur de la membrure travaillant en cisaillement

A_{sf} section droite des armatures transversales

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

s_f espacement des armatures transversales

h_f is the flange thickness at the junction

h_{fs} is the thickness of the flange accounted for shear verification

A_{sf} is the transverse reinforcement cross-sectional area

A_{sfs} is the transverse reinforcement cross-sectional area taken into account for shear verification

s_f is the spacing of the transverse reinforcement

La vérification des bielles de compression devient :

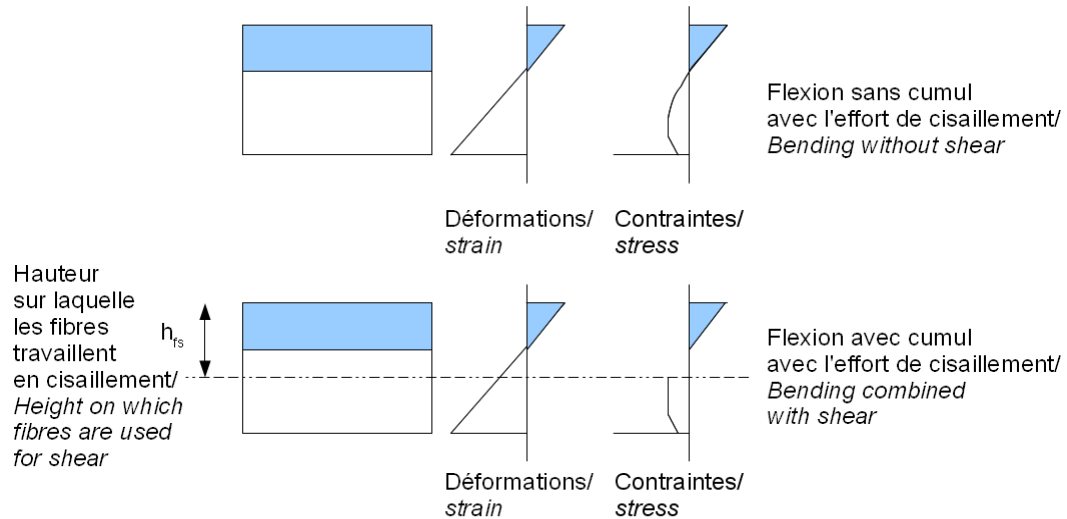
$$\sigma_c = v_{Ed} \times \frac{h_f / h_{fs}}{\cos \theta_f \sin \theta_f} \leq 2 \times 1,14 \times \alpha_{CC} \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_C}$$

Verification of the compressive strut strength becomes :

$$\sigma_c = v_{Ed} \times \frac{h_f / h_{fs}}{\cos \theta_f \sin \theta_f} \leq 2 \times 1,14 \times \alpha_{CC} \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_C}$$

La contrainte de compression $\sigma_c \times \sin \theta_f$ doit être déduite de f_{cd} pour la vérification en flexion.

The compressive stress $\sigma_c \times \sin \theta_f$ must be deduced from f_{cd} for verification of the flexural bending.



(5) déjà traité dans (4)

(5) already dealt with in (4)

(6) clause invalidée. Pas assez d'expérience pour se permettre ce genre de simplification.

(6) clause cancelled. Not enough experience for this type of simplification.

(7) Inchangé

(7) No change

6.2.5 Cisaillement le long des surfaces de reprise

6.2.5 Shear at the interface between concrete cast at different times

(1) Inchangé

(1) No change

(2) Excepté pour les indentations, la clause est applicable quasi en l'état en considérant un BFUP

2) Except for the indentations, this clause can be applied with virtually no change considering that an

non coffré comme lisse et un BFUP coffré comme très lisse. Il n'est pas envisagé de considérer une surface rugueuse avec du BFUP sauf coffrage spécifique permettant d'obtenir le relief désiré.

La formule 6.25 devient :

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctk,el} / \gamma_c + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\sin \alpha + \cos \alpha) \leq 1,14 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

Dans le cas des indentations, le terme est modifié comme suit

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctk,el} / \gamma_c + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\sin \alpha + \cos \alpha) + (0,35 \mu + 0,3) f_{ctk} / (\gamma_{ct} \cdot K) \leq 1,14 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

Avec $c = 0,5$
 $\mu = 1,4$

K coefficient d'orientation des fibres dans la zone indentée. Ce coefficient d'orientation n'est pas forcément celui de la structure globale. Pour le déterminer, on pourra effectuer un sciage puis un comptage des fibres au niveau du plan d'indentation.

Le terme complémentaire considère que les fibres agissent comme des armatures dans les indentations. Pour cela, il faut que la hauteur des indentations vérifie :

$$d \geq l_f / 2$$

les longueurs et la largeur des indentations doit respecter :

$$h_1 \geq 2 \cdot l_f, h_2 \geq 2 \cdot l_f \text{ et } b \geq 2 \cdot l_f$$

h_1, h_2 et b sont définies sur la figure ci-dessous.

les autres conditions prescrites par l'Eurocode restent valables, en particulier :

$$h_1 \leq 10 \cdot d \text{ et } h_2 \leq 10 \cdot d$$

On prendra garde aux 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

unformed UHPFRC is to be smooth and a formed UHPFRC is to be very smooth. A rough surface with UHPFRC is not envisaged except for special formwork used to achieve a particular shape or finish.

Formula 6.25 becomes:

In the case of indentations, the expression is modified as follows

Where $c = 0.5$
 $\mu = 1.4$

K fibre orientation factor in the indented area. The K factor is not necessarily that of the overall structure (K_{global}). To determine it, the member could be sawn and the fibres counted on the indentation plane.

The additional term considers that the fibres act like reinforcements in the indentations. For this, the indentation height must satisfy:

$$d \geq l_f / 2$$

the length and width of the indentations must respect:

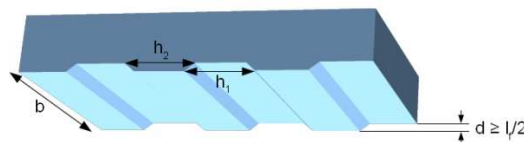
$$h_1 \geq 2 \cdot l_f, h_2 \geq 2 \cdot l_f \text{ et } b \geq 2 \cdot l_f$$

h_1, h_2 and b are defined in the figure below.

the other conditions required by the Eurocode remain valid, particularly:

$$h_1 \leq 10 \cdot d \text{ et } h_2 \leq 10 \cdot d$$

Attention must be paid to the flow when placing the UHPFRC so that the indentations are filled correctly and the fibres are distributed and oriented properly.



(3) Inchange

(3) No change

(4) Inchangé

(4) No change

(5) Inchangé

(5) No change

6.3 Torsion

6.3 Torsion

6.3.1 Généralités

6.3.1 General

(1)P Inchangé

(1)P No change

(2) Cette clause est inchangée. Dans le cas d'éléments en BFUP, non armés, la vérification du taux minimal d'armatures se réduit à la condition de non-fragilité présentée au début du chapitre 2 dans 2.1 « Généralités ».

(2) No change. In the case of non-reinforced UHFPRC members, verification of the minimum fibre ratio is restricted to verifying the non brittleness condition presented at the beginning of section 2 in 2.1 "General".

(3) Inchangé

(3) No change

(4) Inchangé

(4) No change

(5) Inchangé

(5) No change

6.3.2 Méthode de calcul

6.3.2 Design procedure

(1) Cette clause est inchangée

(1) No change

(1) Complément :

(1) Complement :

Pour un profil ouvert, on distinguera les largeurs t_{ef} de la section sur laquelle les fibres participent à la reprise du moment de torsion (via l'expression donné par (6.3.2 (2)) et la largeur sur laquelle les fibres participent à la reprise de l'effort tranchant (via les expressions proposés en 6.2 avec b_w =largeur totale – t_{ef}).

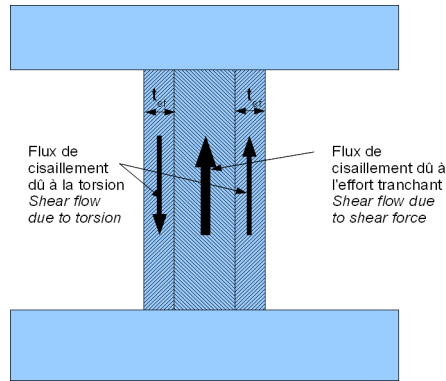
For a solid section, a distinction will be made between the widths t_{ef} of the section in which the fibres contribute to take torsional moment (via the expression given in (6.3.2 (2)) and the width over which the fibres contribute to take shear (via the expressions proposed in 6.2 where b_w =total width – t_{ef}).

La largeur t_{ef} ne devra pas dépasser $b_w/6$.

The width t_{ef} must not exceed $b_w/6$.

Cette limite résulte d'un raisonnement de bon sens pour éviter d'avoir une plastification totale avec deux flux de cisaillements antagonistes en contact l'un de l'autre.

This limit is only common sense to prevent total yielding with two antagonistic shear flows in contact with each other.



(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 (déterminée conformément à 6.2.3(2)).

L'aire de la section des armatures transversales issue des seules sollicitations de torsion A_{sw} est calculée au moyen de l'expression :

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

Un élément de section pleine soumis à des sollicitations d'effort tranchant et de torsion doit vérifier la condition précédente et également la condition $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ donnée dans la partie 6.2 en considérant une largeur $b_w = \text{largeur totale} - t_{ef}$.

Pour les caissons ou sections creuses, il convient de dimensionner chaque paroi i séparément pour les effets combinés de l'effort tranchant et de la torsion. La formule suivante peut être appliquée pour vérifier chaque paroi.

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

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

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

A_{ef} est l'aire du feuillet moyen défini en 6.3.2(1)

$\sigma_{Rd,f}$ est la résistance résiduelle en traction de la section fibrée, définie en 6.2.2(7)

(les autres notations étant inchangées)

Dans les membrures comprimées, les armatures longitudinales éventuelles peuvent être réduites proportionnellement à l'effort de compression disponible. Dans les membrures tendues, il convient

(2) The effects of torsion and shear may be superimposed, assuming the same value for the strut inclination θ (calculated according to 6.2.3(2)).

The cross-section of the transverse reinforcement resulting from torsion only, A_{sw} , is determined using the following expression :

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

An element with a solid section submitted to shear and torsion must verify the previous condition and also the condition $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ given in 6.2, considering a width $b_w = \text{overall width} - t_{ef}$.

For box girders or hollow sections, it is necessary to check each wall i separately, for the combined effect of shear and torsion. The following formula can be applied to check each wall.

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

(3) The required cross-sectional area of the longitudinal reinforcement for torsion $\sum A_{sl}$ may be calculated from the expression :

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

A_{ef} is the area enclosed by the centre lines of the connecting walls defined in 6.3.2(1).

$\sigma_{Rd,f}$ is the residual tensile strength of the fibre-reinforced section, defined in 6.2.2(7)

(there is no change in the other notations)

In members under compression, the longitudinal reinforcement may be reduced in proportion to the available compressive force. In members under

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.

Même raisonnement avec les fibres, on réduit 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 (6.28) 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 :

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1$$

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 de calcul donné par

$$T_{Rd,max} = 2 \times 1,14 \frac{\alpha_{CC}}{\gamma_C} \times 2 A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta$$

$V_{Rd,max}$ est la valeur maximale de l'effort tranchant résistant de calcul selon 6.2 (4).

Pour les caissons ou sections creuses, il convient de dimensionner chaque paroi séparément pour les effets combinés de l'effort tranchant et de la torsion. Il convient de vérifier l'état limite ultime du béton par référence à la résistance à l'effort tranchant de calcul $V_{Rd,max}$.

tension the longitudinal reinforcement for torsion should be added to the other reinforcement. The longitudinal reinforcement should generally be distributed over the length of side z_i , but for smaller sections it may be concentrated at the ends of this length.

The same reasoning applies in the presence of fibres. Their participation is reduced if the element is under tension. Thus $\sigma_{Rd,f}$ cannot be used both for longitudinal tensile stress and torsion.

The bonded prestressing steel can be taken into account by limiting the increase in its stress level to $\Delta\sigma_p < 500$ MPa. In this case, $\sum A_{sl} f_{yd}$ in the expression (6.28) is replaced by $\sum A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$

(4) The resistance of an element submitted to shear and torsion is limited by the strength of the concrete struts. In order not to exceed this strength, it is necessary to satisfy the following conditions for a solid section (or open profile) :

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1$$

Where :

T_{Ed} is the design value of the applied torsional moment

V_{Ed} is the design value of the applied shear force

$T_{Rd,max}$ is the design torsional moment resistance

$$T_{Rd,max} = 2 \times 1,14 \frac{\alpha_{CC}}{\gamma_C} \times 2 A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta$$

$V_{Rd,max}$ is the maximum value of the design shear resistance according to 6.2 (4).

For the box girders or hollow sections, it is necessary to design each wall separately for the combined effects of shear and torsion. Concrete strength must be checked using the design shear resistance $V_{Rd,max}$.

6.3.3 Torsion gênée

(1) Inchangé

(2) Inchangé

6.3.3 Warping Torsion

(1) No change

(2) No change

6.4 Poinçonnement

Cette partie se substitue à la totalité du 6.4 de l'Eurocode 2.

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

$$\tau_{\max} = 0,8 \frac{f_{ct}}{K_{\text{local}} \times \gamma_{cf}}$$

Où $f_{ct} = \min (f_{ctfk}, f_{ctk,el})$ pour des éléments épais.

6.4 Punching

This part replaces all of section 6.4 of Eurocode 2.

Considering a reference contour located at a distance of $h/2$ from the loaded area, the shearing stress τ must be less than:

Where $f_{ct} = \min (f_{ctfk}, f_{ctk,el})$ in the case of thick elements.

6.5 Méthode bielles et tirants

Cette partie se substitue à celle de l'Eurocode 2.

6.5.1 Généralités

Cette méthode peut être utilisée à condition de démontrer que le cheminement des efforts proposés dans le modèle bielles et tirants correspond au cheminement des efforts en élastique.

6.5 Strut and tie method

This part replaces that of Eurocode 2.

6.5.1 General

This method can only be used if the distribution of internal forces taken into account in the strut and tie method corresponds to the elastic distribution of internal forces.

6.5.2 Résistance des bielles

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 $2 \times 1,14 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$ lorsque la bielle est soumise à une contrainte transversale négative (traction), par cohérence avec $V_{RD,max}$.

(par cohérence avec le terme $V_{RD,max}$ de la vérification à l'effort tranchant)

6.5.2 Strut resistance

The maximum stress for a strut with transverse compressive stress or no transverse stress is $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$ and $2 \times 1,14 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$ for a strut with negative transverse stress (tension),

(for consistency with the $V_{RD,max}$ term of the shear verification)

6.5.3 Tirants

Les tirants peuvent être constitués d'armatures passives comme dans le cas de béton armé classique, 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.

$\sigma_{Rd,f}$ est calculé avec le coefficient K_{local} dans ce cas.

6.5.3 Ties

The ties can consist of reinforcing steel, which is the case of ordinary concrete, but can also be constituted by the fibre resistance, in which case, the tie force is $A_t \cdot \sigma_{Rd,f}$ where A_t is the area of the tie considered.

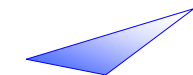
In this case, $\sigma_{Rd,f}$ is calculated using the K_{local} coefficient.

6.5.4 Noeuds

Lorsque le nœud est soumis seulement à de la compression, la contrainte maximum est prise égale

6.5.4 Nodes

When the node is only under compression, the maximum stress is taken as $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$.



$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

Lorsque le nœud est soumis à de la compression et à de la traction, la contrainte maximum est fixée à $2 \times 1,14 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$.

(par cohérence avec le terme $V_{Rd,max}$ de la vérification à l'effort tranchant)

When the node is under both compression and tension, the maximum stress is $2 \times 1,14 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$.

(for consistency with the $V_{Rd,max}$ term of the shear verification)

6.8 Fatigue

Dans le cas de pièces soumises à la fatigue (c'est en particulier le cas des ponts), il y a lieu de limiter la contrainte à :

$\min(f_{ctm,el}, f_{ctfm})$ en combinaisons fréquentes, situations de projet durables

$\min(f_{ctm,el}(t), f_{ctfm}(t))$ en situations transitoires (construction), dans les zones ultérieurement tendues en service.

Pour les éléments fibrés, armés et précontraints, le calcul des contraintes dans les diverses armatures selon l'hypothèse de planéité des sections doit être corrigé conformément à 7.3.4(2) et annexe 10.

6.8 Fatigue

In the case of parts subject to fatigue (this is the case of bridges in particular), stress must be limited to the following:

$\min(f_{ctm,el}, f_{ctfm})$ under frequent combinations, in persistent design situations

$\min(f_{ctm,el}(t), f_{ctfm}(t))$ under transient situations (construction), in areas subsequently submitted to tension under service conditions.

For fibre-reinforced, prestressed reinforced concrete components, the stress calculation for the various reinforcements, based on the assumption of plane sections (plane sections remain plane), must be corrected in accordance with 7.3.4(2) and annex 10.

2.5. Justifications aux états limites de service

2.5. Serviceability limit states (SLS) verifications

Section 7 : Etats-limites de service

Section 7 : Serviceability limit states (SLS)

7.1 Généralités

7.1 General

(1) et (2) inchangés sauf la vérification suivante

La limite de fissuration est $f_{ctk,el}$ plutôt que la valeur moyenne $f_{ctm,el}$ comme préconisé par l'Eurocode 2.

(3) On utilise toujours les lois moyennes pour vérifier la limitation des flèches. Pour la vérification de l'ouverture des fissures, en principe on utilise aussi les lois moyennes, à l'exception du cas des bétons écrouissant en loi moyenne et adoucissant en loi caractéristique (voir 7.3.1 (10), 7.3.4 (01), (02), (1), (2), (3)).

On utilise les lois caractéristiques pour les vérifications de contraintes (dans les aciers

(1) and (2) unchanged except for the following verification

The crack control value is $f_{ctk,el}$ rather than the average value of $f_{ctm,el}$ recommended in Eurocode 2.

(3) Average laws are always used to verify deflection control. To control the crack width, average laws are also used, except in the case of concretes whose average constitutive law is strain-hardening and whose characteristic constitutive law is strain-softening (see 7.3.1 (10), 7.3.4 (01), (02), (1), (2), (3)).

Characteristic laws are used for stress verifications (mainly in steel).

essentiellement).

(4) Les calculs sont réalisés dans l'hypothèse de planéité des sections (distribution linéaire des déformations unitaires ε dans les sections et non glissement des armatures et des fibres dans le béton). Pour les BFUP écrouissants, on travaille directement avec une loi de comportement contrainte σ_f -déformation moyenne ε issue d'essais. Pour les BFUP adoucissants, on rappelle que, conformément au § 2.1, la déformation conventionnelle de calcul ε est liée à l'ouverture de fissure w par $\varepsilon = f_{ct,el} / E_{cm} + w / l_c$. Toujours pour les BFUP adoucissants, on peut admettre que la contrainte d'ELS sera la valeur f_{ctf} du palier d'écroulement défini au § 7.2 (5).

(4) Calculations are based on the assumption that the cross sections remain plane (linear distribution of strain ε in sections and non-slipping of reinforcements and fibres in the concrete). For strain-hardening UHPFRCs, a stress σ_f -average strain ε constitutive law based on tests is used. For strain-softening UHPFRCs, as stated in § 2.1, the conventional design strain is related to the crack width w by $\varepsilon = f_{ct,el} / E_{cm} + w / l_c$. For these UHPFRCs, it can be assumed that the SLS stress will be the value of the levelling plateau defined in 7.2 (5).

7.2 Limitations des contraintes

(1) à (4) Inchangés

(5) inchangé

Ne concerne évidemment que le cas où le BFUP est associée à des armatures passives 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) Pour les BFUP non armés et non précontraints, il n'est pas nécessaire d'envisager une autre limitation de la contrainte de traction du béton fibré que celle qui résulte de la limitation des ouvertures de fissure du § 7.3.

(7) Pour les BFUP écrouissants, la déformation de traction moyenne sur la partie tendue doit rester supérieure (inférieure en valeur absolue) à la déformation maximale en traction directe $\varepsilon_{lim}/2$.

7.2 Stress limitation

(1) to (4) No change

(5) No change

Obviously only concerns cases in which UHPFRC is combined with reinforcing steel or prestressing tendons.

When UHPFRC is combined with bonded prestressing steel, limiting the stress of the steel does not dispense with verifying crack widths and deflection.

(6) For non-reinforced and non-prestressed UHPFRC, it is not necessary to limit the tensile stress of the fibre-reinforced concrete any further than would be achieved by limiting the crack width according to § 7.3.

(7) For strain-hardening UHPFRCs, the average tensile strain of the chords under tension must remain higher (lower in absolute terms) than the maximum direct tensile strain $\varepsilon_{lim}/2$.

7.3 Maîtrise de la fissuration

7.3.1 Considérations générales

(1) à (4) inchangés

(5) modifié comme suit

Il convient de définir une valeur limite de l'ouverture calculée des fissures w_{max} , avec essentiellement pour objectif la pérennité des armatures et des fibres. En tenant compte du type de structure (BFUP seul, armé ou précontraint), de la combinaison des actions et de la classe d'exposition,

7.3 Crack control

7.3.1 General considerations

(1) to (4) No change

(5) amended as follows

A limit calculated crack width w_{max} , whose main aim is to ensure the durability of reinforcement and fibres, should be established. Taking into account the nature of the structure (plain UHPFRC, or reinforced or prestressed UHPFRC), the combination of actions and the exposure classes, the

les valeurs recommandées sont celles du tableau 7.1 ci-dessous.

recommended values are those given in table 7.1 below.

Tableau 7.1 : valeurs recommandées de $w_{\max}$ (en mm)

Classe d'exposition Exposure class	Eléments en BFUP armé et éléments en BFUP précontraint à armatures non adhérentes <i>Reinforced UHPFRC members and prestressed UHPFRC members with unbonded tendons</i>	Eléments en BFUP précontraint à armatures adhérentes <i>Prestressed UHPFRC members with bonded tendons</i>	Eléments en BFUP non armé et non précontraint <i>Non-reinforced and non prestressed UHPFRC members</i>
(*) AN de l'EC2 (*) NA of EC2	Combinaison quasi-permanente des charges <i>Quasi-permanent load combination</i>	Combinaison fréquente des charges <i>Frequent load combination</i>	Combinaison caractéristique des charges <i>Characteristic load combination</i>
X0, XC1	0,3	0,2	0,3 en cara 0,3 en fréq <i>0.3 char. 0.3 freq.</i>
XC2, XC3, XC4	0,2 (*) (**)	0,1 (*)	0,2 (*) en cara et 0,05 en fréq <i>0.2 (*) char. 0.05 freq</i>
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	0,1 (*) (**)	Limitation traction à $2/3 \cdot \min(f_{ctm,el}, f_{ctfm}/K)$ <i>Limitation of tensile stress to $2/3 \cdot \min(f_{ctm,el}, f_{ctfm}/K)$</i>	0,1 (*) en cara et 0,05 en fréq <i>0.1 (*) char 0.05 freq</i>

* : cette valeur repose sur la possibilité de cicatrisation du BFUP qui vient ainsi protéger les fibres. Cette condition ne peut être appliquée que si l'ouverture de fissure sous combinaison fréquente est comparable à l'ouverture de fissure sous combinaison quasi-permanente. En d'autres termes, si la structure est soumise à des charges variables importantes, alors la fissuration n'est pas admise dans les cas XC2, XC3, XC4 ou bien XD1, XD2, XS1, XS2, XS3. La contrainte de traction doit donc rester inférieure à $f_{ctk,el}$ dans ce dernier cas.

On appelle charge variables importantes des charges variables entraînant des variations d'ouverture de fissure supérieures à 0,05 mm.

** : la fissuration peut être autorisée dans le cas où la structure est soumise à des charges variables importantes, à condition de ne pas prendre en compte la résistance apportée par les fibres dans les zones potentiellement fissurées.

* : this value is based on the crack healing capacity of the UHPFRC which thus protects the fibres. This condition can only be applied if the frequent load combination crack width is comparable to the quasi-permanent load combination crack width. In other words, if the structure is subject to highly variable loads, cracking is not permitted in cases XC2, XC3, XC4, XD1, XD2, XS1, XS2 and XS3. The tensile stress in this case must therefore remain below $f_{ctk,el}$.

Highly variable loads are variable loads that result in crack width variations of more than 0.05 mm

**** : cracking can be allowed when the structure is subject to highly variable loads, provided the resistance due to the fibres in potentially cracked areas is not taken into account.**

(6) Modifié

Les armatures de précontrainte non adhérentes n'interviennent pas dans le calcul d'ouverture de fissure.

(6) Changed

The crack width calculation does not take unbonded tendons into account.

(7) inchangé

(7) No change

(8) modifié

Lorsqu'on utilise des modèles bielles-tirants, la contribution des fibres doit être prise en compte pour l'ouverture des fissures

(8) Changed

When using strut-and-tie models, the contribution of the fibres must be taken into account to estimate the crack width.

(9) modifié

La méthode simplifiée (correspondant au 7.3.3 de l'Eurocode) est supprimée.

(9) Changed

The simplified method (corresponding to 7.3.3 of the Eurocode) does not apply.

(10) pour les BFUP écouissant en loi moyenne et caractéristique, les vérifications d'ouverture de fissure sont inutiles dans tous les cas (fibres seules ou associées à des armatures adhérentes ou non).

(10) For UHPFRCs whose average and characteristic constitutive law is strain-hardening, it is not necessary to check the crack width (fibres only or combined with bonded or unbonded tendons or passive reinforcement).

7.3.2 Sections minimales d'armatures

7.3.2 Minimum reinforcement areas

(1)P modifié

Des armatures minimales forfaitaires (dans les cas où l'équilibre des efforts est assuré par les fibres seules) ne sont jamais nécessaires avec les bétons fibrés écouissants. Elles ne le sont pas non plus avec les bétons adoucissant sous réserve :

- d'un taux minimal de fibres (condition de ductilité minimale du (5) ci-après) ;
- du respect de la condition de non fragilité sous contraintes normales du (6) ci-après;
- du non dépassement de l'ouverture limite des fissures w_{max} du tableau 7.1.

(1)P Changed

A minimum amount of reinforcement (in cases in which the load balance is provided by fibres only) is never necessary with strain-hardening fibre-reinforced concrete. Neither is it necessary with strain-softening concrete provided the following is respected:

- *a minimum percentage of fibres (minimum ductility condition in (5) below);*
- *the condition of non brittleness under axial stress in (6) below;*
- *the maximum crack width w_{max} in table 7.1 is not exceeded.*

(2)(3)(4) Supprimé

(2)(3)(4) Withdrawn

(5) clause supplémentaire : condition de ductilité minimale

(5) additional clause: minimum ductility condition

Le matériau doit respecter la condition de ductilité minimale définie en 2.1 pour garantir une ductilité suffisante en flexion.

The material must respect the minimum ductility condition defined in 2.1 to guarantee adequate ductility in flexion.

(6) clause supplémentaire : condition de non fragilité

(6) additional clause: non brittleness condition

La vérification consiste à s'assurer que le domaine résistant élastique (efforts calculés avec un comportement élastique donc avec une traction supérieure à $f_{ctm,el}$), est intérieur au domaine résistant ultime (dont la frontière est constituée par l'ensemble des efforts résistants ultimes $S_{lim,u}$, en utilisant les lois ELU).

Les efforts résistants ELU doivent être calculés en prenant en compte les lois de comportement affectées des coefficients partiels de sécurité ELU ainsi que du coefficient d'orientation des fibres K dans les zones fissurées.

Ainsi, dans le cas de la flexion simple, on vérifie que le moment élastique, en section non fissurée, est inférieur au moment ultime calculée avec une loi de comportement ELU divisée par γ_{cf} .

Le moment en section non fissurée est obtenu en limitant la traction à la valeur moyenne $f_{ctm,el}$ et la compression à $0,6 f_{ck}$.

Le moment résistant ultime est calculé en prenant en compte la résistance des fibres, c'est-à-dire la loi de comportement contrainte ouverture de fissure $\sigma-w$ ou la loi équivalente en déformation $\sigma-\varepsilon$. On prend ici les lois caractéristiques et non les lois moyennes.

7.3.3 Maîtrise de la fissuration sans calcul direct

Supprimé en totalité

7.3.4 Calcul de l'ouverture des fissures

Clauses complémentaires

(01) Ce paragraphe n'est à appliquer qu'aux BFUP adoucissants en loi moyenne et aux BFUP écrouissants en loi moyenne et adoucissants en loi caractéristique (peu écrouissants selon la dénomination du chapitre 1).

Pour les éléments minces, la caractérisation doit théoriquement démontrer leur caractère écrouissant (ou multi-fissurant). La vérification d'ouverture de fissure n'est donc pas nécessaire, tout comme pour les BFUP écrouissants.

(02) Dans le cas des BFUP sans aucune armature active ou passive adhérente, le calcul d'équilibre de section plane fissurée, en contraintes moyennes, ayant donné une déformation ε_t sur les fibres les plus tendues, on doit vérifier :

$$w_t = (\varepsilon_t - f_{ctm,el} / E_{cm}) l_c \leq w_{max} \quad (\text{selon le tableau}$$

Verification consists in ensuring that the elastic force domain, (consisting in the loads calculated with the elastic constitutive law, thus with tensile stress higher than $f_{ctm,el}$) keeps inside the ultimate force domain (consisting in all the resisting forces calculated at ULS, using ULS constitutive laws) $S_{lim,u}$.

The ultimate resistance forces must be calculated according to the constitutive laws which include partial ULS safety coefficients and a fibre-orientation coefficient K in the cracked areas.

Thus, in the case of pure bending, it is verified that the elastic moment, in an uncracked section, is less than the ultimate moment calculated using a ULS constitutive law divided by γ_{cf} .

The moment in an uncracked section is obtained by limiting the tension to the average value $f_{ctm,el}$ and the compression to $0.6 f_{ck}$.

The ultimate resistance moment is calculated taking the fibre resistance into account, that is, the crack width - stress constitutive law $\sigma-w$ or the equivalent strain law $\sigma-\varepsilon$. Here, the characteristic constitutive law and not the average constitutive law is considered.

7.3.3 Control of cracking without direct calculation

Completely withdrawn.

7.3.4 Calculation of crack widths

Additional clauses

(01) This paragraph only applies to UHPFRCs whose average constitutive law is strain-softening and to UHPFRCs whose average constitutive law is strain-hardening and whose characteristic constitutive law is strain-softening (low strain-hardening according to the terminology used in chapter 1).

Thin elements should theoretically be shown to be strain-hardening (or multi-cracking), which means that crack width control is unnecessary for these elements, as it also is for strain-hardening UHPFRCs.

(02) In the case of UHPFRCs without any bonded reinforcement or bonded prestressing tendons, for which an equilibrium calculation on cracked plane, using average constitutive law, gives strain ε_t on the most tensile fibres, the following must be verified:

$$w_t = (\varepsilon_t - f_{ctm,el} / E_{cm}) l_c \leq w_{max} \quad (\text{according to table}$$

7.1).

Pour les BFUP écrouissants en loi moyenne et adoucissants en loi caractéristique (type 2), cette vérification doit être faite en loi caractéristique.

(03) Dans le cas des BFUP avec des armatures adhérentes, la formule précédente ne peut plus être appliquée. Pour assurer la compatibilité entre le béton fibré et les armatures, l'ouverture de fissure doit être calculée au niveau de l'armature la plus tendue selon les clauses 7.3.4 (1) à (3) (modifiées) qui suivent.

Compte tenu des adhérences différentes des armatures actives et passives, lorsqu'elles sont combinées le calcul de section plane ne donne qu'une première approximation des contraintes σ_s ou $\Delta\sigma_p$. Pour une meilleure évaluation, on peut utiliser les formules présentées en Annexe 10.

(04) dans le cas de BFUP adoucissants ou peu écrouissants (écrouissants en loi moyenne et adoucissants en loi caractéristique) armés, le calcul des contraintes dans les armatures tendues est effectué en calculant une ouverture de fissure w à l'aide de la longueur caractéristique L_c . Cette méthode a normalement tendance à surestimer l'ouverture de fissure. L'ouverture de fissure calculée w_t est en général inférieure à cette valeur.

Si w_t et/ou w sont supérieurs à la plus grande ouverture de fissure du palier, alors il convient de refaire le calcul d'ouverture de fissure en remplaçant f_{ctfm} par $\sigma_t(w_t)$ ou $\sigma_t(w)$

(1) Modifié

L'ouverture des fissures au niveau des armatures w_s , peut être calculée au moyen de l'expression :

$$w_s = S_{r,max,f} \cdot (\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,t}) \quad (7.8)$$

où $S_{r,max,f}$ est l'espacement maximal des fissures, calculé selon 7.3.4 (3)

$\varepsilon_{sm,f}$ est la déformation moyenne de l'armature combinée aux fibres, sous la combinaison de charges considérée, incluant l'effet des déformations imposées et tenant compte de la participation du béton fibré 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 béton fibré entre les fissures

$(\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,t})$ est calculé selon 7.3.4 (2)

7.1).

For UHPFRCs whose average constitutive law is strain-hardening and whose characteristic constitutive law is strain-softening (type 2), this verification must be applied with their characteristic constitutive law.

03) In the case of UHPFRCs with bonded tendons, the previous formula can no longer be applied. To ensure compatibility between the fibre-reinforced concrete and the reinforcement, the crack width should be calculated for the reinforcement under the highest tension, according to clauses 7.3.4 (1) to (3) (amended) below.

Given the different bond strengths of prestressing tendons and reinforcing steel when combined, the crack plane calculation only gives a first approximation of stresses σ_s and $\Delta\sigma_p$. For a more accurate evaluation, the formulae given in Annex 10 may be used.

(04) in the case of strain-softening or low strain-hardening reinforced UHPFRCs (whose average constitutive law is strain-hardening and characteristic constitutive law is strain-softening), stress in the tension passive reinforcements is calculated by determining the crack width w using the characteristic length L_c . This method usually overestimates the crack width. The calculated crack width w_t is usually less than this.

If w_t and/or w are greater than the largest crack width on the plateau, the crack width has to be recalculated by replacing f_{ctfm} with $\sigma_t(w_t)$ or $\sigma_t(w)$

(1) Changed

The crack opening at the level of reinforcement w_s may be calculated using the following expression:

$$w_s = S_{r,max,f} \cdot (\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,t}) \quad (7.8)$$

where $S_{r,max,f}$ is the maximum crack spacing according to 7.3.4 (3)

$\varepsilon_{sm,f}$ is the mean strain of the reinforcement combined with fibres, under the relevant combination of loads, including the effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening due to the fibre-reinforced concrete between cracks. In the case of a prestressing tendon, only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered.

$\varepsilon_{cm,f}$ is the mean strain in the concrete between cracks.

$(\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,t})$ is calculated according to

On calcule ensuite l'ouverture de fissure w_t sur les fibres les plus tendues par :

$$w_t = w_s (h - x - x') / (d - x - x')$$

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 $f_{ctm,el}$)

On vérifie alors :

$$w_t \leq w_{max} \text{ (selon tableau 7.1)}$$

L'entraxe s des armatures ne doit pas être supérieur à $10 (c + \phi/2)$.

Si l'espacement entre armature est grand, l'hypothèse de planéité des déformations n'est pas évidente. Il faut donc multiplier l'ouverture de fissure calculée au droit des armatures pour obtenir l'ouverture de fissure entre les armatures

L'entraxe des armatures d'un lit parallèle au parement tendu étant s , on calcule enfin l'ouverture maximale de fissure à mi-distance entre les armatures :

7.3.4 (2)

The crack width w_t of the chord under highest tension is then calculated by:

$$w_t = w_s (h - x - x') / (d - x - x')$$

where h is the total height of the cross-section

d is the efficient depth of the cross-section

x is the compressed height

x' is the uncracked height under tension (between stresses 0 and $f_{ctm,el}$)

The following is then verified:

$$w_t \leq w_{max} \text{ (according to table 7.1)}$$

The centre-to-centre distance s between bars should not be greater than $10 (c + \phi/2)$.

If the bars are spaced far apart, the hypothesis of plane deformation can not be confirmed. The crack width calculated at the reinforcements level must therefore be increased to obtain the crack width between reinforcements.

If the centre-to-centre distance between bars in a layer parallel to the tensile face is s , the maximum crack width halfway between the bars is calculated by:

$$w_{t1} = \alpha \beta \left[1 + 0.015 \left(\frac{s}{c + \phi/2} \right)^2 \right]$$

avec

$$\alpha = 1 - 0,5 \frac{f_{ctf} f_m}{f_{ctm,el}}$$

$$\beta = \frac{100 \rho_{eff}}{100 \rho_{eff} + f_{ctf} f_m / f_{ctm,el}}$$

ci-après c : enrobage comme défini en clause (3)

ρ_{eff} : définie dans la clause (2) ci-après

L'ouverture de fissure corrigée, w_{t1} doit vérifier :

c : cover as defined in clause (3) below

ρ_{eff} : defined in clause (2) below

The corrected crack opening, w_{t1} , must fulfill:

$$w_{t1} \leq w_{max}$$

L'ouverture limite w_{max} étant fixée dans le tableau 7.1.

The maximum width w_{max} being defined in table 7.1.

Pour les BFUP écouissant en loi moyenne et adoucissant en loi caractéristique (peu écouissant), $f_{ctm,el}$ et f_{ctfm} doivent être remplacés par $f_{ctk,el}$ et f_{ctfk} dans les formules précédentes.

For UHPFRC whose average constitutive law is strain-hardening and characteristic constitutive law is strain-softening (low strain hardening), $f_{ctm,el}$ and f_{ctfm} must be replaced by $f_{ctk,el}$ and f_{ctfk} in the previous formulae:

(2) Modifié

(2) Changed

La déformation moyenne ($\epsilon_{sm,f} - \epsilon_{cm,f}$) peut être calculée au moyen de l'expression :

The mean strain ($\epsilon_{sm,f} - \epsilon_{cm,f}$) can be calculated using the following expression:

$$\epsilon_{sm,f} - \epsilon_{cm,f} = \sigma_s / E_s - f_{ctfm} / E_{cm} - [k_t (f_{ctm,el} - f_{ctfm}) (1 / \rho_{eff} + E_s / E_{cm})] / E_s \quad (7.9)$$

où σ_s est la contrainte dans l'armature en section de fissure. Dans le cas d'une armature de précontrainte, σ_s est remplacée par $\Delta\sigma_p$, variation de contrainte dans l'armature de précontrainte depuis l'état correspondant à l'absence de déformation du béton au même niveau

where σ_s is the stress in the reinforcement in the cracked section. In the case of a prestressing tendon, σ_s is replaced by $\Delta\sigma_p$, the stress variation in tendons from the state of zero strain of the concrete at the same level.

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} \text{ ou } A_p / A_{c,eff}$$

$$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} \text{ or } A_p / A_{c,eff}$$

$A_{c,eff}$ est l'aire de la section effective de béton autour des armatures tendues, de hauteur $h_{c,eff}$ égale à la plus petite des deux valeurs suivantes : $2,5(h-d)$ ou $h/2$ (voir figure 7.1 modifiée)

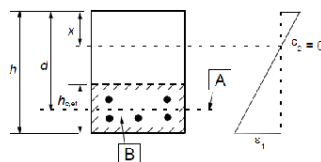
$A_{c,eff}$ is the effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement, of depth $h_{c,eff}$, equal to the lesser of the following two values: $2.5(h-d)$ or $h/2$ (see figure 7.1 amended)

A_s ou A_p sont les aires totales des armatures, passives ou actives, situées dans l'aire de béton $A_{c,eff}$

A_s and A_p are the total areas of the prestressing tendons or reinforcing steel located in the area of concrete $A_{c,eff}$

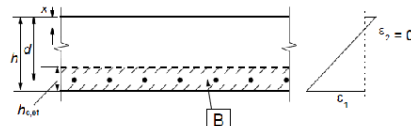
k_t est un facteur dépendant de la durée de la charge ou de leur répétition : $k_t = 0,6$ dans le cas d'un chargement de courte durée ; $k_t = 0,4$ dans le cas d'un chargement de longue durée appliqué alors que le béton est encore jeune, ou dans le cas de charges répétées d'amplitude importante.

k_t is a factor dependent on the duration of the load or its repetition: $k_t = 0.6$ for short-term loading; $k_t = 0.4$ for long-term loading applied when the concrete is still at early age, or for repeated loading of high amplitude.



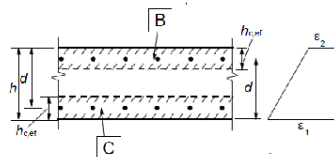
A : niveau du centre de gravité des armatures / level of steel centroid
B : aire de la section effective de béton autour des armatures tendues, $A_{c,eff}$ / effective tension area, $A_{c,eff}$

a) Poutre / beam



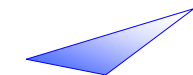
B : aire de la section effective de béton autour des armatures tendues, $A_{c,eff}$ / effective tension area, $A_{c,eff}$

b) Dalle / slab



B : aire de la section effective de béton autour des armatures tendues en partie supérieure, $A_{c,eff}$ / effective tension area for upper surface, $A_{c,eff}$
C : aire de la section effective de béton autour des armatures tendues en partie inférieure, $A_{c,eff}$ / effective tension area for lower surface, $A_{c,eff}$

c) Elément sollicité en traction / Member in tension



Extrait Eurocode 2, figure 7.1 modifiée / Taken from Eurocode 2, figure 7.1 amended:

Sections effectives de béton autour des armatures tendues (cas types) / Effective tension area (typical cases)

On trouvera en Annexe 10 la généralisation de la formule au cas où des armatures actives et passives sont combinées.

Wider application of the formula is given in Annex 10 when reinforcing steel and prestressing tendons are combined.

Pour des BFUP écrouissants en loi moyenne et adoucissant en loi caractéristique (type 2) $f_{ctm,el}$ and f_{ctfm} doivent être remplacés par $f_{ctk,el}$ et f_{ctfk} dans la formule (7.9):

For UHPFRC whose average constitutive law is strain-hardening and whose characteristic constitutive law is strain-softening (type 2), $f_{ctm,el}$ and f_{ctfm} should be replaced with $f_{ctk,el}$ and f_{ctfk} in the formula (7.9).

(3) Modifié

L'espaceur maximal des fissures peut être calculé au moyen de l'expression suivante 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 :

(3) Changed

The maximum crack spacing may be calculated using the following expression which is the sum of a cover term l_0 and a transmission length term l_t , when all the reinforcements are of the same diameter and bond strength:

$$s_{r,max,f} = 2,55 (l_0 + l_t) \quad (7.11)$$

avec $l_0 = 1,33 \cdot c / \delta$
 $l_t = [0,3 k_2 (1 - f_{ctfm} / f_{ctm,el}) / \delta \eta] (\emptyset / \rho_{eff})$
 $\geq l_t/2$
 $\delta = 1 + 0,5 (f_{ctf,m} / f_{ctm,el})$

with $l_0 = 1,33 \cdot c / \delta$
 $l_t = [0,3 k_2 (1 - f_{ctfm} / f_{ctm,el}) / \delta \eta] (\emptyset / \rho_{eff})$
 $\geq l_t/2$
 $\delta = 1 + 0,5 (f_{ctf,m} / f_{ctm,el})$

où c est l'enrobage des armatures de diamètre $\emptyset$ et de facteur d'adhérence η (selon le tableau 7.2)

where c is the cover reinforcement with diameter $\emptyset$ and bond factor η (according to table 7.2).

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

δ is a parameter that reflects how the fibres improve the contribution of the cover zone and the bond strength of the reinforcements

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.

k_2 is a coefficient that takes into account the distribution of strain ε in the cracked section; $k_2 = 1$ for pure tension and 0.5 for bending with or without axial force in the case of partially compressed sections; $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2 \varepsilon_1$ for bending with axial force in the case of a section entirely under tension, ε_1 and ε_2 being the greater and lesser tensile strain at the boundaries of the section considered.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs des facteurs d'adhérence η_s ou η_p

The following table gives the bond factors η_s and η_p

Tableau 7.2 : Valeurs des facteurs d'adhérence η_s ou η_p

Table 7.2 : Bond factors η_s and η_p

Armatures Bars	Béton armé ou béton précontraint par pré-tension η_s ou η_p <i>Reinforced concrete or pretensioned concrete η_s or η_p</i>	Béton précontraint à armatures post-tendues adhérentes (gaines injectées au coulis de ciment) η'_p <i>Prestressed concrete with post-</i>
-------------------	---	---

		tensioned (grouted ducts)	bonded η'_p	tendons
Béton armé/ <i>reinforced concrete</i> Barres HA/rebars (<i>ribbed</i>) Barres lisses/ <i>smooth bars</i>	2,25 1	-- --		
Béton précontraint / <i>prestressed concrete</i> Barres HA/rebars (<i>ribbed</i>) Fils crantés/ <i>indented wires</i> Torons/ <i>strands</i> Barres ou fils lisses/ <i>smooth bars and wires</i>	1,8 1,6 1,35 (0,8)	0,55 0,5 0,4 0,25		

η'_p tient compte de la différence d'adhérence d'un même type de barre dans le BFUP et dans le coulis d'injection.

η'_p takes into account the difference in bond strength for the same type of bar in the UHPFRC and grout.

Pour les BFUP écrouissants en loi moyenne et adoucissants en loi caractéristique (type 2), et f_{ctfm} doivent être remplacés par $f_{ctk,el}$ et f_{ctfk} dans la formule (7.11).

For UHPFRC whose average constitutive law is strain-hardening and whose characteristic constitutive law is strain-softening (type 2), $f_{ctm,el}$ and f_{ctfm} must be replaced with $f_{ctk,el}$ and f_{ctfk} in the formula (7.11).

On trouvera en Annexe 10 la généralisation au cas d'armatures de diamètre et d'adhérence différents.

Wider application will be found in Annex 10 to include bars of different diameters and bond strength.

(4) et (5) inchangés

(4) and (5) No change

7.4 Limitations des flèches

7.4 Deflection control

7.4.1 Considérations générales

inchangés

7.4.1 General considerations

No change

7.4.2 Cas de dispense de calcul

(1)P inchangé

(2) Supprimé

7.4.2 Cases where calculations may be omitted

(1) P No change

(2) Withdrawn

7.4.3 Vérifications des flèches par le calcul

(1) (2) Inchangés

7.4.3 Checking deflections by calculation

(1) (2) No change

(3) Modifié

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 écrouissants ou 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 BFUP adoucissants sans armatures adhérentes, 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 béton comprimé ϵ_c et la hauteur comprimée x , d'où la courbure maximale $\chi_{II} = \epsilon_c / x$. Nous admettons ensuite que la variation de courbure est parabolique en fonction de la distance à la fissure y :

$$\chi(y) = \chi_I + (\chi_{II} - \chi_I)[1 - y/(\alpha h)]^2$$

Où αh est la hauteur fissurée.

Dans les zones où coexistent plusieurs fissures, on pourra admettre une courbure moyenne :

$$\chi_{II,moy} = 2 \chi_I / 3 + \chi_{II} / 3$$

Pour les BFUP adoucissant avec armatures adhérentes, le calcul d'équilibre en section plane fissurée permet de connaître la contrainte σ_s de l'armature et la courbure maximale $\chi_{II} = \epsilon_c / x$. On calcule l'allongement moyen de l'armature ϵ_{sm} par la formule (7.9) et son rapport à la déformation maximale $\epsilon_{II} = \sigma_s / E_s$:

$$\varphi = \epsilon_{sm} / \epsilon_{II} = \epsilon_{sm} / (\sigma_s / E_s)$$

On admet que la courbure moyenne est :

$$\chi_{II,moy} = \varphi \chi_{II}$$

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 (7.11) 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 (voir Annexe 10).

(4) Modifié

Les déformations dues au chargement sont évaluées en utilisant la résistance en traction $f_{ctm,el}$ du béton fibré et le module d'élasticité effectif du béton selon

(3) Changed

Deflection is calculated by integration of curvatures.

In the uncracked sections (maximum tension less than $f_{ctm,el}$), the curvature is $\chi_I = M/EI$, where I is the gross moment of inertia of the section.

For strain-hardening UHPFRCs or thin elements with a stress σ_f - mean strain ϵ constitutive law in post-cracking tension, calculation of the cracked section equilibrium directly gives the mean curvature $\chi_{II,mean}$ based on the strain ϵ .

For strain-softening UHPFRCs without bonded tendons, calculation of the cracked section equilibrium based on the σ_f - w law converted to a σ_f - ϵ law gives a maximum compressed concrete strain ϵ_c and compressed depth x , whence a maximum curvature $\chi_{II} = \epsilon_c / x$. It is then assumed that the curvature varies parabolically with the distance y to the crack:

$$\chi(y) = \chi_I + (\chi_{II} - \chi_I)[1 - y/(\alpha h)]^2$$

Where αh is the crack depth.

In areas in which several cracks co-exist, a mean curvature can be assumed:

$$\chi_{II,mean} = 2 \chi_I / 3 + \chi_{II} / 3$$

For strain-softening UHPFRCs with bonded tendons, calculation of the cracked section equilibrium gives the reinforcement stress σ_s and the maximum reinforcement curve $\chi_{II} = \epsilon_c / x$. The mean elongation of the reinforcement ϵ_{sm} may be calculated using formula (7.9) and its ratio to the maximum strain $\epsilon_{II} = \sigma_s / E_s$:

$$\varphi = \epsilon_{sm} / \epsilon_{II} = \epsilon_{sm} / (\sigma_s / E_s)$$

It is assumed that the mean curvature is:

$$\chi_{II,mean} = \varphi \chi_{II}$$

This value is valid for a beam length in the order of $s_{r,mean,f} / 2$ on either side of the section, where $s_{r,mean,f}$ is the average crack spacing, equal to $s_{r,max,f}$ calculated using formula (7.11) divided by 1.7. If different bonded tendons are combined, σ_s can be corrected with respect to the crack plane calculation (see Annex 10).

(4) Changed

Deformations due to loading can be assessed using the tensile strength $f_{ctm,el}$ of the fibre-reinforced concrete and the effective modulus of elasticity for

(5).

(5) Inchangé

(6) Modifié

Pour le calcul des courbures qui seraient dues au retrait différentiel entre deux faces opposées d'une poutre, on pourra s'inspirer de 7.4.3 (3) à (5) pour l'évaluation des inerties des sections fissurées.

(7) Supprimé

concrete according to (5).

(5) No change

(6) Changed

To calculate curvatures due to differential shrinkage between the two opposite sides of a beam, 7.4.3 (3) to (5) may be used to evaluate the inertia of the cracked sections.

(7) Withdrawn

Annexe QQ : maîtrise de la fissuration par cisaillement des âmes

La vérification de la non fissuration à l'effort tranchant à l'état limite de service d'élément en BFUP seul, est exigible dans le cas de pièces soumises à des charges variables importantes ou bien lorsque la classe d'exposition est égale à XC2 ou plus sévère.

Le critère revient à vérifier que la contrainte de cisaillement τ vérifie :

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0,35 f_{ctk,el} \left[f_{ctk,el} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right]$$

et/and

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{ctk,el}}{f_{ck}} \left[0,6 f_{ck} - \sigma_x - \sigma_t \right] \left[f_{ctk,el} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right]$$

σ_x et σ_t désignent respectivement les contraintes longitudinales et verticales.

Annex QQ : Control of shear crack within webs

Verification of non-cracking due to shear at the serviceability limit state of elements made of plain UHPFRC is required in the case of members subject to high variable loads or when the exposure class is XC2 or more severe.

This means ensuring that the shear stress τ verifies:

σ_x and σ_t are the longitudinal and vertical stresses respectively.

Cumul tranchant torsion :

Dans le cas d'un profil ouvert on peut prendre 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'un profil fermé, on prend un cumul algébrique :

$$\tau = \tau_{tors} + \tau_{tranch}$$

Combination of shear and torsion:

In the case of a solid cross section, the quadratic sum of the torsion and shear stresses can be used for determination of the design shear stress at ELS: $\tau^2 = \tau_{tors}^2 + \tau_{shear}^2$

In the case of a hollow cross section, an algebraic sum is used:

$$\tau = \tau_{tors} + \tau_{shear}$$

2.7. Dispositions constructives et pressions localisées

2.7. Detailing and partially loaded areas

Section 8 : Dispositions constructives relatives aux armatures de béton armé et de précontrainte - généralités

Cette partie traite préférentiellement des armatures de diamètre inférieur à 40 mm.

Les barres de diamètre supérieur à 40 mm sont déconseillées.

Lorsque l'on souhaite utiliser des armatures lisses, celles-ci devront respecter la norme NF A35 027, et on multipliera les longueurs d'ancrage par 2,25.

Les règles relatives aux recouvrements des armatures doivent être adaptées.

On s'appuie ici sur le chapitre 6 du BAEL.

Section 8: Detailing of reinforcement and prestressing tendons - general

This part mainly deals with bars with a diameter of less than 40 mm.

Rebars with a diameter of more than 40 mm are not recommended.

When smooth bars are used, they must respect French standard NF A 35 027 and anchorage lengths are multiplied by 2.25.

The rules relating to laps must be adapted accordingly.

The background for smooth rebars provision is chapter 6 of the BAEL rules.

8.1 Généralités

Inchangé

8.1 General

Inchangé

8.2 Espacement des armatures de béton armé

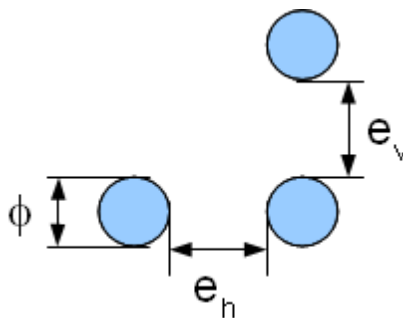
(1) Inchangé

(2) Modifié comme suit :

8.2 Spacing of bars

(1) No change

(2) Changed as follows:



Les distances libres e_v et e_h doivent vérifier :

Clear spacing e_v and e_h must fulfill:

$$e_v, e_h \geq e_{\min} = \sup \{ \phi ; (d_g + 5 \text{ mm}) ; 1,5 l_f ; 20 \text{ mm} \}$$

Avec d_g dimension du plus gros granulat.

Where d_g is the maximum aggregate size.

La distance entre armatures doit être supérieure à $1,5 l_f$ (longueur de la fibre) pour permettre un écoulement correct du BFUP.

Cette valeur peut être réduite, sans descendre en dessous de l_f , à condition toutefois d'être validée en épreuve de convenance (contrôle visuel après découpe).

(3) Modifié.

Le BFUP ne nécessite pas l'utilisation d'une aiguille vibrante. Il n'est donc pas nécessaire de superposer les barres de chaque lit en files verticales en ménageant entre ces files un espace suffisant pour le passage de l'aiguille vibrante.

(4) inchangé

The spacing between rebars must be greater than $1.5 l_f$ (fibre length) for the UHPFRC to flow correctly.

This value can be reduced, without going below l_f provided it is validated by the suitability tests (visual inspection after cutting).

(3) Changed

UHPFRC does not require the use of vibrators. As a result, the bars in each layer do not have to be located vertically above each other with sufficient space for vibrators.

(4) No change

8.3 diamètres admissibles des mandrins de cintrage pour les barres pliées

(1) inchangé

(2) inchangé

(3) modifié

Il n'est pas nécessaire de justifier le diamètre du mandrin vis-à-vis de la rupture du béton si les conditions ci-après sont remplies :

- L'ancrage nécessaire de la barre ne dépasse pas $\max(5 \delta \phi; 2,5 \phi)$.
- La barre n'est pas disposée près de la surface (plan de flexion proche du parement) et il existe une barre transversale de diamètre $\geq \max(\delta \phi; 2,5 \phi)$ à l'intérieur de la partie courbe.
- Le diamètre du mandrin est supérieur ou égal aux valeurs recommandées du tableau 8.1N.

Où δ est défini comme suit :

$$\delta = 1 - 0,5 f_{ctfm}/f_{ctm,el} \geq 0,5$$

Dans le cas contraire, il convient d'augmenter le diamètre du mandrin ϕ_m comme indiqué par l'expression (8.1 modifiée) :

$$\phi_m \geq F_{bt}((1/a_b) + a/(2\phi))/(2,7 \cdot \kappa \cdot f_{ck}^{2/3})$$

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

8.3 Permissible mandrel diameters for bent bars

(1) No change

(2) No change

(3) Changed

The mandrel diameter need not be checked to avoid concrete failure if the following conditions are met:

- *The anchorage of the bar does not exceed $\max(5 \delta \phi; 2,5 \phi)$.*
- *The bar is not positioned at the edge (plane of bend close to concrete face) and there is a cross bar with a diameter $\geq \max(\delta \phi; 2,5 \phi)$ inside the bend.*
- *The mandrel diameter is at least equal to the recommended values given in Table 8.1N.*

Where δ is defined as follows:

$$\delta = 1 - 0,5 f_{ctfm}/f_{ctm,el} \geq 0,5$$

In the opposite case, the mandrel diameter ϕ_m should be increased as indicated in expression (8.1 amended):

$$\phi_m \geq F_{bt}((1/a_b) + a/(2\phi))/(2,7 \cdot \kappa \cdot f_{ck}^{2/3})$$

Where:

- F_{bt} is the tensile force at ULS in a bar or group of bars in contact at the start of the bent part of the bar(s)

- a_b , for a given bar (or group of bars in contact), is half of the centre-to-centre distance between bars (or groups of bars) perpendicular to the plane of the bend. For a bar or group of bars adjacent to the face of the member, a_b should be taken as the cover plus $\phi/2$.

(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 $\phi/2$.

$$-\kappa = 1 + 0,5 f_{ctfm}/f_{ctm,el} \leq 1,5$$

$$-\kappa = 1 + 0,5 f_{ctfm}/f_{ctm,el} \leq 1,5$$

8.4 Ancrages des armatures longitudinales

8.4.1 Généralités

- (1) inchangé
- (2) sur les schémas de la figure 8.1, la longueur $5.\phi$ est remplacé par $5.\delta.\phi$, δ étant défini en 8.3.
- (3) à (6) inchangés
- (7) les fibres jouent un rôle favorable vis-à-vis de la fissuration longitudinale et de l'éclatement.

8.4.2 Contrainte ultime d'adhérence

- (1) Inchangé
- (2) clause modifiée comme suit :
Pour les armatures à haute adhérence, la valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence f_{bd} peut être prise égale à :
$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \kappa f_{ctk,el}/\gamma_c$$

 η_1 et η_2 sont inchangés par rapport à l'Eurocode 2.
 η est défini dans le tableau 7.2 des présentes recommandations.
 κ est défini dans la partie 8.3 des présentes recommandations.

8.4.3 Longueur d'ancrage de référence

Inchangé

8.4.4 Longueur d'ancrage de calcul

- (1) modifié
L'expression, de l_{bd} est modifiée comme suit :
$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 l_{b,rqd} + l_{tol} \geq l_{b,min} + l_{tol}$$

Les coefficients α_1 à α_5 sont définis de la même façon que dans l'Eurocode.
 l_{tol} tient compte des éventuelles imperfections de positionnement, compte tenu des longueurs d'ancrage beaucoup plus faibles que pour un béton normal.
$$l_{tol} = \max(\phi, 10mm)$$

8.4 Anchorage of longitudinal reinforcement

8.4.1 General

- (1) No change
- (2) in the drawings in figure 8.1, the length $5.\phi$ is replaced with $5.\delta.\phi$, where δ is defined in 8.3.
- (3) to (6) No change
- (7) Fibres contribute to preventing longitudinal cracking and bursting.

8.4.2 Ultimate bond strength

- (1) No change
- (2) clause changed as follows:
The design value of the ultimate bond stress, f_{bd} , for ribbed bars may be taken as:
$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \kappa f_{ctk,el}/\gamma_c$$

 η_1 and η_2 are unchanged with respect to Eurocode 2.
 η is defined in table 7.2 of these recommendations.
 κ is defined in part 8.3 of these recommendations.

8.4.3 Basic anchorage length

No change

8.4.4 Design anchorage length

- (1) Changed
The expression l_{bd} is changed as follows:
$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 l_{b,rqd} + l_{tol} \geq l_{b,min} + l_{tol}$$

Coefficients α_1 to α_5 are defined in the same way as in the Eurocode.
 l_{tol} takes into account possible positioning imperfections, because the anchorage lengths are much smaller than for ordinary concrete.
$$l_{tol} = \max(\phi, 10mm)$$

The minimum anchorage length is changed as

La longueur d'ancrage minimale est modifiée comme suit :

$l_{b,min} = \max(0,3l_{b,rqd}; \delta \cdot 10\phi; \delta \cdot 100\text{mm})$ pour des barres tendues

$l_{b,min} = \max(0,7l_{b,rqd}; \delta \cdot 10\phi; \delta \cdot 100\text{mm})$ pour des barres comprimées

où δ est défini en 8.3.

(2) inchangé

follows:

$l_{b,min} = \max(0,3l_{b,rqd}; \delta \cdot 10\phi; \delta \cdot 100\text{mm})$ for bars under tension

$l_{b,min} = \max(0,7l_{b,rqd}; \delta \cdot 10\phi; \delta \cdot 100\text{mm})$ for compressed members

where δ is defined in 8.3.

(2) No change

8.5 Ancrage des armatures d'effort tranchant et autres armatures transversales

(1) inchangé

(2) modifié : l'ancrage est soit conforme à la figure 8.5 (modifiée comme indiquée ci-dessous), soit dans le cas on 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).

La figure 8.5 est modifiée comme suit :

Sur la figure a), les longueurs minimales 5ϕ et 50 mm sont multipliées par δ , défini en 8.3.

Sur la figure b), les longueurs minimales 10ϕ et 70 mm sont multipliées par δ .

Les figures c) et d) sont invalidées.

8.5 Anchorage of shear reinforcement and shear reinforcement

(1) No change

(2) Changed: the anchorage should either comply with Figure 8.5 (changed as indicated below), or, if rectilinear bars are used, the elastic depth z should be reduced by the anchorage lengths on either end of the bar. Welding should be carried out in accordance with EN ISO 17660, and have a welding capacity in accordance with 8.6 (2).

Figure 8.5 is changed as follows:

On figure a), the minimum lengths 5ϕ and 50 mm are multiplied by δ , defined in 8.3.

On figure b), the minimum lengths 10ϕ and 70 mm are multiplied by δ .

Figures c) and d) are invalidated.

8.6 Ancrage au moyen de barres soudées

Clauses invalidées

L'expérience en matière de barres soudées dans du BFUP est jugée insuffisante pour pouvoir écrire des recommandations sur ce sujet.

8.6 Anchorage by welded bars

Invalidated clauses

Experience with welded bars in UHPFRC is considered insufficient to write recommendations on the subject.

8.7 Recouvrement et coupleurs

8.7.1 Généralités

Inchangé

8.7.2 Recouvrements

(1) inchangé

On notera que les fibres jouent un rôle favorable vis-à-vis de l'éclatement.

8.7 Laps and mechanical couplers

8.7.1 General

No change

8.7.2 Laps

(1) No change

It will be noted that fibres have a positive role to prevent bursting

(2) inchangé

(3) inchangé (la figure 8.7 est également inchangée).

(4) inchangé

8.7.3 Longueur de recouvrement

Seule l'expression de l_{0min} est modifiée, celle-ci devient :

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd} ; \delta.15\phi ; \delta.200 \text{ mm}\}$$

Avec δ défini en 8.3.

L'attention du lecteur est attirée sur le fait que la longueur de recouvrement peut être augmentée pour respecter les conditions sur les armatures transversales (ou fibres) dans une zone de recouvrement (voir partie 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) Clause modifiée : les fibres peuvent apporter une contribution à la reprise des efforts transversaux de traction, toutefois, l'expérience actuelle n'est pas suffisante pour quantifier cette contribution. Nous conseillons donc de disposer les armatures transversales prévues par l'Eurocode, ou d'utiliser des manchons. Il reste également possible de valider une disposition alternative par expérimentation.

(2) invalidé

(3) inchangé

(4) inchangé

8.7.4.2 Armatures transversales dans le cas de barres toujours comprimées

(1) modifié : si des armatures transversales sont nécessaires, en complément aux règles applicables aux barres tendues, il convient de disposer une barre transversale de part et d'autre du recouvrement, à une distance inférieure à 4ϕ des extrémités (figure 8.9.b)).

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

(2) No change

No change (figure 8.7 is also unchanged)

(4) No change

8.7.3 Lap length

Only the expression of l_{0min} is changed and becomes:

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd} ; \delta.15\phi ; \delta.200 \text{ mm}\}$$

With δ defined in 8.3.

The reader's attention is drawn to the fact that the lap length can be increased to respect the conditions on the transverse reinforcement (or fibres) in a lap zone (see part 8.7.4).

8.7.4 Transverse reinforcement in the lap zone

8.7.4.1 Transverse reinforcement for bars in tension

(1) Changed clause: the fibres can contribute to resist of transverse tension forces. However, current experience is insufficient to quantify their contribution. We therefore recommend using the transverse reinforcements described in the Eurocode or using couplers. It is also possible to validate an alternative arrangement by experimentation.

(2) Invalidated

(3) No change

(4) No change

8.7.4.2 Transverse reinforcement for bars permanently in compression

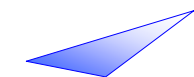
(1) Changed: if transverse reinforcement is necessary, in addition to the rules for bars in tension, one bar of the transverse reinforcement should be placed outside each end of the lap length and within 4ϕ of the ends of the lap length (figure 8.9.b)).

8.7.5 Laps for welded wire mesh made of ribbed wires

8.7.5.1 Laps of the main reinforcement

(1) No change

(2) No change



(3) modifié : 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-dessus, d'adopter, pour la hauteur utile du ferrailage, la valeur relative au lit le plus éloigné de la face tendue.

(6) et (7) inchangés

8.7.5.2 Recouvrement des armatures de répartition

Partie inchangé. Seules les longueurs de recouvrement l_0 sont multipliées par δ .

8.8 Règles supplémentaires pour les barres de gros diamètre

Supprimé.

L'utilisation de barres de diamètre supérieur à 40 mm dans du BFUP est déconseillé.

8.9 Paquets de barre

8.9.1 Généralités

(1) à (4) inchangés

(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 < 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

(3) Changed: for intermeshed fabrics, the lapping arrangements for the main longitudinal bars set out in 8.7.2 should be respected. Any favourable effects of the transverse bars should be ignored, thus taking $\alpha_1 = 0.9$ to take the positive effect of the fibres into account.

(4) No change

(5) When condition (4) above is not fulfilled, the effective depth of the steel for the calculation of bending resistance in accordance with 6.1 should apply to the layer furthest from the tension face.

(6) and (7) No change

8.7.5.2 Laps of secondary or distribution reinforcement

Unchanged. Only the lap lengths l_0 are multiplied by δ .

8.8 Additional rules for large diameter bars

Withdrawn

The use of bars with a diameter of more than 40 mm in UHPFRC is not recommended.

8.9 Bundled bars

8.9.1 General

(1) to (4) No change

(5) bundles with an equivalent diameter greater than or equal to 32 mm are not recommended.

8.9.2 Anchorage of bundles of bars

(1) Bundles of bars in tension may be curtailed over end and intermediate supports. Bundles with an equivalent diameter < 32 mm may be curtailed near a support without the need for staggering bars. Bundles with an equivalent diameter greater than or equal to 32 mm are not recommended.

(2) No change

(3) For compression anchorages bundled bars need not be staggered.

8.9.3 Lapping bundles of bars

(1) No change

(2) inchangé

(3) supprimé

(2) No change

(3) Withdrawn

8.10 Armatures de précontrainte

8.10.1 Disposition des armatures de précontrainte et des gaines

8.10.1.1 Généralités

(1) inchangé

8.10.1.2 Armatures de précontrainte par pré-tension

(1) on conserve les exigences données par la figure 8.14 en termes de distance entre armature. On ajoute la nécessité d'avoir une distance entre armatures supérieure à $1,5 l_f$ pour un bon écoulement du BFUP.

(2) inchangé

8.10.1.3 Gainnes de précontrainte

(1) inchangé

(2) inchangé

(3) en plus des exigences données par la figure 8.15, on ajoute la nécessité d'avoir un espacement supérieur à $1,5 l_f$.

8.10.2 Ancrages des armatures de précontrainte par pré-tension

Clauses inchangées excepté

- la formule (8.15) est remplacée par l'expression suivante

$$f_{bd} = \eta \eta_1 \kappa f_{ctk,el}(t)/\gamma_c$$

t étant la date de détension des armatures de précontrainte

η est défini dans le tableau 7.2 des présentes recommandations.

η_1 est inchangé par rapport à l'Eurocode.

κ est défini dans la partie 8.3 des présentes recommandations.

- la formule (8.17) est remplacée par l'expression suivante :

$$l_{pt1} = 0,4 l_{pt}$$

- la formule (8.20) est remplacée par l'expression suivante :

$$f_{bpd} = 0,5 \cdot \eta \eta_1 \kappa f_{ctk,el}/\gamma_c$$

où η , η_1 et κ ont la même définition que dans la

8.10 Prestressing tendons

8.10.1 Arrangements of prestressing tendons and ducts

8.10.1.1 General

(1) No change

8.10.1.2 Pre-tensioned tendons

(1) the tendon spacing requirements in 8.14 are kept. The need for tendon spacing of more than $1.5 l_f$ for good UHPFRC flow is added.

(2) No change

8.10.1.3 Post-tension ducts

(1) No change

(2) No change

(3) in addition to the requirements in figure 8.15, the need for spacing of more than $1.5 l_f$ is added.

8.10.2 Anchorage of pre-tensioned tendons

Clauses unchanged except:

- formula (8.15) is replaced with the following expression

$$f_{bd} = \eta \eta_1 \kappa f_{ctk,el}(t)/\gamma_c$$

where t is the date of transfer of prestress to concrete

η is defined in table 7.2 of these recommendations.

η_1 is unchanged with respect to the Eurocode.

κ is defined in part 8.3 of these recommendations.

- formula (8.17) is replaced with the following expression:

$$l_{pt1} = 0.4 l_{pt}$$

- formula (8.20) is replaced with the following expression:

$$f_{bpd} = 0.5 \cdot \eta \eta_1 \kappa f_{ctk,el}/\gamma_c$$

where η , η_1 and κ have the same definition as that of formula 8.15.

formule 8.15.

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

8.10.3 Anchorage zones of post-tensioned members

(1) Inchangé

(1) No change

(2) Inchangé

(2) No change

(3) Inchangé

(3) No change

(4) Clause modifiée comme suit.

(4) Clause changed as follows:

Il convient d'évaluer les efforts de traction dus à des forces concentrées au moyen d'un modèle bielles tirants ou d'autres modes de représentation appropriés (voir ci-dessous). 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.

Tensile forces due to concentrated forces should be assessed by a strut and tie model, or other appropriate representation (see below). Reinforcement should be detailed assuming that it acts at its design strength. If the stress in the reinforcement is limited to 250 MPa, no crack width control is necessary.

(5) Inchangé

(5) No change

8.10.4 Ancrages et coupleurs pour armatures de précontrainte

8.10.4 Anchorages and couplers for prestressing tendons

Inchangé

No change

8.10.5 Déviateurs

8.10.5 Deviators

Inchangé

No change

Annexe J 104 Pressions localisées

Annex J 104 Concentrated loadings

J104.1 Zones d'appui des ponts

J104.1 Bearing zones of bridges

(102) clause modifiée comme suit :

(102) clause changed as follows:

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.

The distance from the edge of the loaded area to the free edge of the concrete section should not be less than 1/6 of the corresponding dimension of the loaded area and 50 mm, measured in the same direction.

(103) inchangé

(103) No change

(104) Inchangé

(104) No change

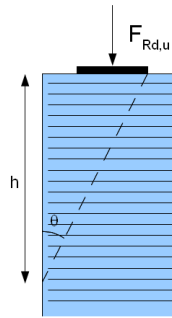


Figure J.107 modifiée : schéma de rupture de coin par glissement

Figure J.107 amended: Edge sliding mechanism

(105) clause modifiée comme suit :

Il convient de calculer les éventuelles armatures destinées à éviter toute rupture de coin par glissement (A_r) conformément à l'expression :

$$A_r f_{yd} + h.b.\sigma_{Rd,f} \geq F_{Rdu}/2$$

b est la profondeur du spécimen, h est la hauteur définie dans la figure J.107.

(105) clause changed as follows:

Reinforcement provided in order to avoid edge sliding (A_r) should be calculated in accordance with the expression:

$$A_r f_{yd} + h.b.\sigma_{Rd,f} \geq F_{Rdu}/2$$

b is the depth of the specimen, h is the height defined in figure J.107.

J104.2 Zones d'ancrage des éléments précontraints par post-tension

(100) clause ajoutée :

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} .

J104.2 Anchorage zones of post-tensioned members

(100) clause added:

The reinforcement is usually calculated under ULS load conditions, with a prestressing force taken equal to $\gamma_{p,unfav} \times P_{max}$ ($\gamma_{p,unfav} = 1.2$ in general) and the stress is verified under characteristic SLS conditions with the prestressing force taken as equal to P_{max} .

(101) clause modifiée comme suit :

Les règles suivantes s'appliquent en complément de celles définies en 8.10.3 du chapitre 2 de ce document pour le calcul des zones d'ancrage, lorsque deux armatures de précontrainte ou plus sont ancrées.

(101) clause changed as follows:

The following rules apply in addition to those in 8.10.3 of chapter 2 of this document for the design of anchorage zones where two or more tendons are anchored.

(102) clause modifiée comme suit :

La distance minimale entre l'axe de la pièce d'ancrage et le bord du béton ne doit pas être inférieure aux distances déterminées par l'essai de transfert de charge décrit à l'annexe 11. La résistance en compression f_c du béton déterminée par des essais de compression ou par maturométrie doit vérifier :

$$f_c \geq f_{cm,0} + 3 \text{ MPa}$$

$$f_c \geq f_{ck} + 6 \text{ MPa}$$

(102) clause changed as follows:

The minimum distances between the centreline of the anchorage should not be less than the distances determined by the load transfer test described in annex 11. The compressive strength of the concrete f_c determined by compression tests or maturometry must verify:

$$f_c \geq f_{cm,0} + 3 \text{ MPa}$$

$$f_c \geq f_{ck} + 6 \text{ MPa}$$

$f_{cm,0}$ is the minimum strength of the concrete

$f_{cm,0}$ est la résistance minimale du béton attendue pour une mise en précontrainte totale, on la vérifie grâce à l'essai décrit en annexe 11.

f_{ck} est la résistance caractéristique nécessaire pour la résistance structurelle.

La résistance en traction du béton doit satisfaire :

$$f_{ct,el} \geq f_{ctm,el,0} + 0,5 \text{ MPa}$$

Cette résistance en traction peut être déduite d'essais de traction directe ou d'essais de flexion 4 points, ou bien calculé 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 béton rectangulaire, appelé prisme de première régularisation, situé derrière chaque pièce d'ancrage. La section du prisme associé à chaque pièce d'ancrage est appelée rectangle associée. Ce dernier, qui 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

$$\frac{P_{\max}}{c \cdot c'} \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t)$$

Où

$P_{\max}$ est la force maximale appliquée à l'armature de précontrainte conformément au 5.10.2.1 de l'Eurocode 2.

c, c' sont les dimensions du rectangle associé

$f_{ck}(t)$ est la résistance du béton au moment de la mise en tension

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

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

Il convient que les rectangles associés aux pièces d'ancrage situées dans la même section demeurent à l'intérieur du béton et ne se chevauchent pas.

Le « prisme de première régularisation » représente de manière approximative le volume de béton dans lequel les contraintes, caractérisées au départ par des valeurs très élevées immédiatement en aval de la plaque d'ancrage, évoluent vers une valeur raisonnable pour le béton soumis à une compression uniaxiale. L'axe du prisme est considéré comme

required for total prestressing; it is checked using the test described in annex 11.

f_{ck} is the characteristic strength required for structural resistance.

The tensile strength of the concrete must satisfy:

$$f_{ct,el} \geq f_{ctm,el,0} + 0,5 \text{ MPa}$$

The tensile strength can be derived from direct tensile tests or 4-point bending tests, or calculated from the compressive strength using a method validated by experimental results.

Reinforcement required to prevent crushing and bursting in anchorage zones is determined in relation to a rectangular prism of concrete, known as the primary regularisation prism, located behind each anchorage. The cross section of the prism associated with each anchorage is known as the associate rectangle. The associate rectangle has the same centre and the same axes of symmetry as the anchorage plate (which generally has two axes of symmetry) and should satisfy:

Where

$P_{\max}$ is the maximum force applied to the tendon according to 5.10.2.1 of Eurocode 2.

c, c' are the dimensions of the associate rectangle

$f_{ck}(t)$ is the concrete strength at the time of tensioning

The associate rectangle should have approximately the same aspect ratio as the anchorage plate. This requirement is satisfied if c/a and c'/a' are not

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

Rectangles associated with anchorages located in the same cross section should remain inside the concrete and should not overlap.

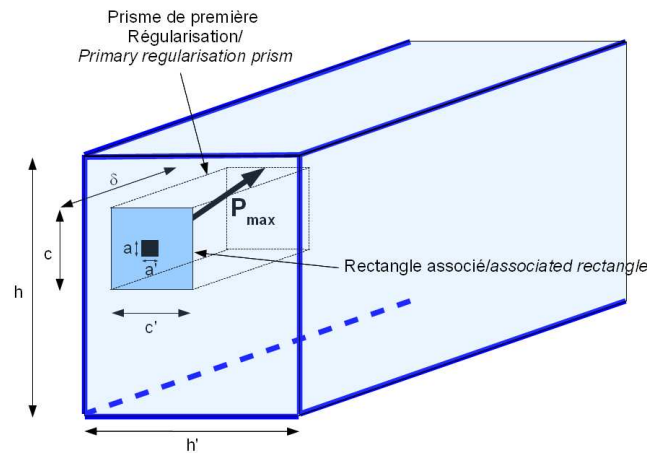
The "primary regularisation prism" represents very approximately the volume of concrete in which the stresses change from very high values just behind the anchorage plate to a reasonable value for concrete under uniaxial compression. The axis of the prism is taken as the axis of the tendon, its base is the associate rectangle and its depth behind the

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 béton.

Les distances entre axe et distances au bord déterminées conformément à l'annexe 11 doivent également être respectées.

anchorage is taken as $\delta = 1,2 \max(c, c')$. The prisms associated with different anchorages may overlap (this can occur when the tendons are not parallel) but should remain inside the concrete.

The distances between centrelines and the edge distances determined according to annex 11 must also be respected.



(103) clause modifiée comme suit :

Il convient de vérifier que la section des armatures et la contribution des fibres sont suffisante pour prévenir tout écrasement et tout éclatement dans chaque prisme de régularisation.

(103) clause changed as follows:

It should be checked that the section of the reinforcement and the contribution of the fibres are sufficient to prevent bursting and spalling in the regularisation prism.

$$A_s \cdot f_{yd} + S_{fe} \cdot \sigma_{Rd,f} \geq 0,15 P_{\max} \gamma_{p,unfav} [0,15\xi + \sin(\alpha) \cdot (\xi - 1)]$$

Avec

A_s , acier 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 ou bien $e' \cdot l_{pt1}/4$ dans le cas de la pré-tension.

$P_{\max}$ est la force maximale appliquée au câble de précontrainte

f_{yd} est la limite élastique de calcul de l'acier de béton armé.

$\sigma_{Rd,f}$ contrainte résiduelle apportée par les fibres calculée conformément à l'article 6.2 avec K_{local} .

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

Where

A_s , is the reinforcement going through the regularisation prism in a given direction (to be checked in the two perpendicular directions).

S_{fe} , is the action area of the fibres, equal to $c \times c'$ in the case of post-tensioning and $e' \cdot l_{pt1}/4$ in the case of pre-tensioning.

$P_{\max}$ is the maximum force applied to the tendon

f_{yd} is the design strength of the reinforcing steel.

$\sigma_{Rd,f}$ is the residual stress brought by the fibres calculated according to article 6.2 with K_{local} .

α is the inclination of the tendon at anchorage, considered to be positive if the tangential component of the tendon is directed towards the closest free edge and negative if it is directed towards the inside

bloc.

ξ est un facteur prenant en compte la distance d (voir aussi figure ci-dessous) de l'ancrage au parement et son excentrement par rapport à la hauteur locale h de la pièce en béton au droit de l'ancrage.

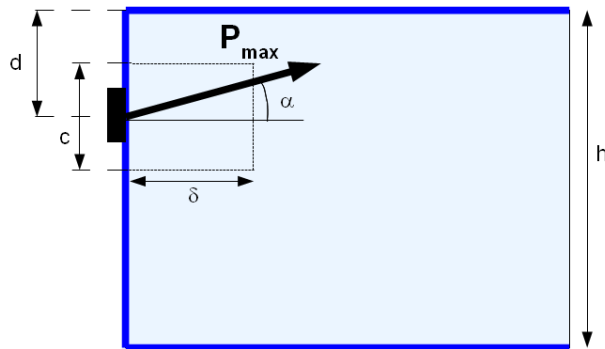
l_{pt1} est défini en 8.10.2.

of the block.

ξ is a coefficient taking into account the distance d (see also figure below) from the anchorage to the face and its eccentricity with respect to the total height h of the concrete element next to the anchorage.

l_{pt1} is defined in 8.10.2.

$$\xi = \sqrt{\frac{2}{d \times \left(\frac{3}{h} + \frac{1}{c} \right)}} \geq 1$$



Les armatures éventuelles sont à répartir dans chaque direction sur toute la longueur du prisme

Reinforcements should be distributed in each direction over the length of the prism.

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 :

It should also be checked that the section of the reinforcements and the contribution of the fibres next to the surface at the loaded face are sufficient:

$$A_s \cdot f_{yd} + S_{fs} \cdot \sigma_{Rd,f} \geq 0,03 P_{\max} \gamma_{p,unfav}$$

A_s , section d'acier proche de la surface au voisinage de la face chargée dans une direction donnée (vérification à faire dans les deux directions perpendiculaires)

A_s is the area of the reinforcement section close to the loaded face in a given direction (to be checked in the two perpendicular directions).

S_{fs} , surface d'action des fibres, égale à $0,2 \times c \times c'$

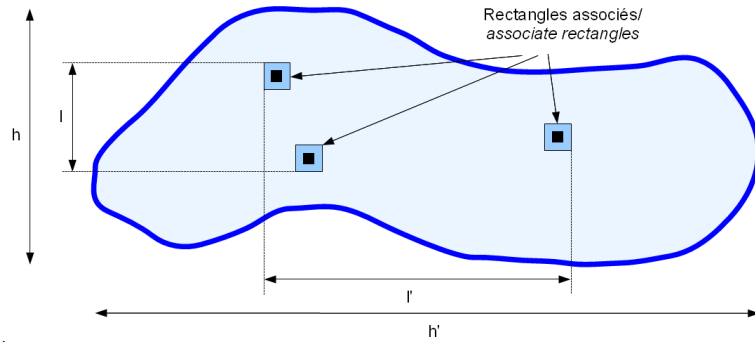
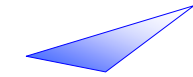
S_{fs} is the action area of the fibres equal to $0.2 \times c \times c'$

(104) il convient de disposer le ferrailage minimal éventuel issu des tests de l'annexe 11.

(104) The minimum reinforcement derived from the tests in appendix 11, if any, should be provided.

(105) Diffusion générale

(105) General distribution



On considère la régularisation des efforts sur une longueur L_R dans le plan vertical et L_R' dans le plan horizontal (il est bien évidemment possible de prendre deux autres directions orthogonales).

Regularisation of forces is assumed over length L_R in the vertical plane and L_R' in the horizontal plane (it is obviously possible to take two other orthogonal directions).

L_R et L_R' sont calculés comme suit :

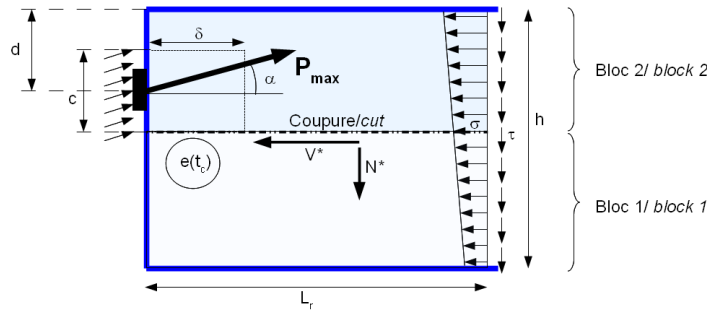
L_R and L_R' are calculated as follows:

$$L_R = \max(h-l; h/2)$$

$$L_R' = \max(h'-l'; h'/2)$$

Dans chaque direction de calcul (ex : direction verticale ici), nous calculons sur des coupures situées à différentes position les efforts

In each calculation direction (e.g. the vertical direction here), forces N^* and V^* and the corresponding stresses σ^* and τ^* are calculated for cutting planes located in different positions.



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).

N^* and V^* are forces exerted by block 1 (part located below the cutting plane) on block 2 (part located above the cutting plane).

Les contraintes moyennes σ^* et τ^* se déduisent des efforts N^* et V^* en divisant ces derniers par la surface de coupure soit :

The average stresses σ^* and τ^* are derived from forces N^* and V^* by dividing the latter by the area of the cutting plane i.e.

$$\tau^* = \frac{V^*}{L_R \cdot e(t_c)}$$

$$\sigma^* = \frac{N^*}{L_R \cdot e(t_c)}$$

Les contraintes moyennes σ^* et τ^* , calculées à l'ELS caractéristique soit avec $F = P_{\max}$, doivent

The average stresses σ^* and τ^* , calculated under characteristic SLS conditions i.e. with $F = P_{\max}$,

respecter la condition suivante :

should respect the following requirement:

$$|\tau|^* - \sigma^* \leq f_{ctk,el}$$

La vérification des armatures et de l'efficacité des fibres s'effectuent à l'ELU soit en prenant $F = \gamma_{p,unfav} P_{max}$.

Verification of the reinforcements and the efficiency of the fibres are carried out under ULS load conditions taking $F = \gamma_{p,unfav} P_{max}$.

Les armatures d'équilibre général A_s et les fibres doivent vérifier

The general equilibrium reinforcements A_s and the fibres must fulfill.

$$A_s \cdot f_{yd} + e(t_c) \cdot L_R \cdot \frac{2}{3} \sigma_{Rd,f} \geq (|V^*| - N^*)_{red} = (|V^*| - N^*)_{red} \min \left(1 ; 0,2 + 0,8 \sqrt{\frac{|\tau^*| - \sigma^*}{f_{ctk,el}}} \right)$$

$\sigma_{Rd,f}$ est calculée avec le facteur K_{global} .

$\sigma_{Rd,f}$ is calculated using the K_{global} factor.

2.7 Comportement sismique des structures en BFUP

Les performances du matériau BFUP permettent souvent de dimensionner des structures élancées, et donc souples vis-à-vis des sollicitations horizontales, ce qui est favorable pour l'obtention d'efforts sismiques modérés. Sans véritablement atteindre la ductilité post-fissuration des structures en béton armé, les structures en BFUP sont aptes, quand elles sont bien conçues, à faire face aux sollicitations sismiques.

Des essais ont montré que le comportement des BFUP sous chargement cyclique alterné peut être satisfaisant (voir exemples en Annexe 12) et par ailleurs, le confinement latéral du béton apporté les fibres permet de remplacer au moins partie des armatures transversales traditionnelles nécessaires à la ductilité (voir Annexe 12). Cependant, l'ensemble des données aujourd'hui disponibles, expérimentales entre autres, sur le comportement au séisme de structure en BFUP n'est pas suffisant pour adapter de façon complète les spécifications de l'Eurocode 8 concernant le dimensionnement des structures en béton armé ou précontraint. Il est en particulier difficile d'établir des valeurs du coefficient de comportement q . On propose dans ce qui suit quelques éléments clefs qui peuvent être retenus par défaut pour la conception en zone sismique.

2.7.1 Dimensionnement de structures faiblement sollicitées sous séisme

Dans les zones de faible sismicité, il est possible de dimensionner des structures en BFUP en classe de ductilité DCL, avec un coefficient de comportement $q = 1$, donc sans réduction des efforts calculés en

2.7 Seismic behaviour of UHPFRC structures

High mechanical characteristics of UHPFRC enable very often to design slender structures. These slender structures are hence flexible, when submitted to horizontal loading, which is favourable to obtain reduced seismic effects. Without reaching really the post cracking ductility of reinforced concrete structures, the UHPFRC structures can withstand seismic loading, when they are designed adequately.

Tests have demonstrated that, submitted to alternate cyclic loading, UHPFRC can behave properly (see examples in Annex 12). In addition, lateral confinement brought by fibres enables to replace at least one part of the traditional transversal reinforcement used for ductility (see Annex 12). However, the data now available about seismic behaviour of UHPFRC structures are not sufficient to adapt properly the complete specifications of Eurocode 8 (concerning the design of reinforced concrete or prestressed concrete structures). In particular, it is rather difficult to propose values of the behaviour coefficient q . We propose below some key elements which can be used, by default, for design in seismic zone.

2.7.1 Design of structures submitted to moderate seismic loads

In the areas of low seismicity, it is possible to design structures in UHPFRC in ductility class DCL with a behaviour coefficient $q = 1$, hence without load reduction compared to elastic calculation (with no

comportement élastique sans fissuration. Les sections sont ensuite justifiées à l'ELU selon les règles de l'Eurocode 2 transposées dans les présentes recommandations. Dans certains cas, les contraintes maximales de traction sous sollicitations sismiques resteront faibles, en deçà ou peu supérieures aux valeurs de traction entraînant la fissuration. Il ne sera alors pas nécessaire de dimensionner des armatures passives de renfort pour garantir la résistance de la structure au séisme

Dans les cas où la fissuration est avérée, le BFUP seul a encore des capacités de résistance sous sollicitations alternées. Le comportement n'étant plus linéaire, on pourrait considérer un coefficient de comportement q légèrement supérieur à 1. Il sera toutefois nécessaire d'en justifier la valeur par des essais (voir 2.7.2 ci-dessous).

2.7.2 Dimensionnement pour de fortes sollicitations sismiques

Sous fortes sollicitations sismiques, il est généralement nécessaire de prévoir une conception avec formation de rotules plastiques et prise en compte d'un coefficient de comportement q supérieur à 1.

Contrairement aux éléments minces où l'on a une orientation préférentielle favorable des fibres, dans les éléments dits « épais » (à savoir pour lesquels la plus grande dimension dépasse trois fois la longueur des fibres, ce qui est généralement le cas pour les éléments verticaux porteurs des bâtiments ou des ouvrages d'art) le comportement post-fissuration des fibres seules n'a pas une ductilité suffisante pour permettre la création de véritables rotules plastiques. Il sera donc nécessaire d'ajouter des armatures de renfort aptes à reprendre tout ou partie des efforts principaux de flexion. Dans le cas des structures dites « minces » (à savoir pour lesquelles la plus grande dimension est inférieure à trois fois la longueur des fibres), il pourrait être envisageable de concevoir des rotules plastiques sans renforts.

Dans tous les cas, la ductilité est à justifier par l'expérimentation. Ces essais sont à réaliser sur des éléments dont le comportement est estimé critique pour le comportement global de la structure, par exemple des poteaux et poutres dont les essais permettent de valider une capacité de rotation des rotules plastiques, à comparer aux exigences de l'Eurocode 8 à ce sujet.

cracking). The sections are then verified at ULS according to Eurocode 2 rules, transposed in these present recommendations. In certain cases, the maximum tensile stresses under seismic loading will stay moderate, below or slightly over cracking stress. In this case, additional passive reinforcement will not be necessary.

If cracking occurs, UHPFRC keeps some capacity to carry the load under alternate loading. As the behaviour is no longer linear, it should be possible to consider a behaviour coefficient slightly higher than 1. However, the value of this behaviour coefficient will have to be checked through tests (see 2.7.2 below).

2.7.2 Design for high seismic loading

Under high seismic loading, it is generally necessary to foresee a design with plastic hinges and with a behaviour coefficient q higher than 1.

Conversely to thin elements, where the fibres have a preferential orientation, in thick elements (where the largest dimension is more than three times the fibre length, which is the case for vertical columns or piers, carrying buildings or bridges), post-cracking response developed by fibres only, brings not enough ductility to enable the creation of real plastic hinges. It will consequently be necessary to add passive steels to take whole or part of the main bending loads. In the case of slender structures (that is for which the largest dimension is lower than three times the fibre length), it could be feasible to design plastic hinges without additional reinforcement.

In every case, the ductility has to be checked through testing. Tests have to be carried out on elements judged critical for the structure global response, for example columns and beams for which tests enable to validate the capacity in terms of rotation of plastic hinges referring to Eurocode 8.

PARTIE 3

Durabilité des BFUP

1. Introduction

Outre des résistances mécaniques largement supérieures à celles des bétons « classiques », les BFUP présentent des caractéristiques remarquables en terme de durabilité comme le montrent les résultats expérimentaux dont on dispose à l'heure actuelle [VERN,00b]. En outre, les premiers ouvrages réalisés avec ces matériaux remontent à une quinzaine d'années et permettent de valider ces qualités.

Ces performances en termes de durabilité sont liées à la formulation des BFUP. En effet, les BFUP sont des matériaux très homogènes obtenus en supprimant les gros agrégats : le diamètre maximal utilisé est de l'ordre de quelques mm. Une forte compacité est obtenue d'une part grâce à des rapports E/C inférieur à 0,25 et grâce à l'utilisation de particules ultrafines telles que la fumée de silice, de la silice de synthèse ultra-fine. D'autres ultrafines peuvent également être utilisées, notamment des microfillers siliceux ou calcaire, la phonolite micronisée, certains métakaolins, micro-cendres volantes, laitiers micronisés [LONG,02]. Dans certains cas le matériau est pressé et/ou chauffé après sa fabrication.

Ces caractéristiques conduisent à une durabilité globale du matériau importante. En effet la très faible porosité assure la protection des fibres, permettant ainsi la conservation des caractéristiques mécaniques en traction.

Ces performances, d'une part, ouvrent la voie à des applications particulières de ces matériaux telles que des ouvrages en ambiance très agressive, le stockage de déchets ou des ouvrages pour l'industrie nucléaire [BIRE,98] et permettent d'envisager des éléments de structure avec une grande durée de service sans entretien, ni réparation. Par ailleurs les propriétés des BFUP rendent possible la fabrication d'éléments de structure de faible épaisseur : le gain de durabilité de ces matériaux permet de compenser le cas échéant la réduction des enrobages (voir chapitre 2). La durabilité dont il est question dans ce chapitre est envisagée principalement à l'échelle du matériau. Les agressions liées à des applications particulières des BFUP (par exemple les réservoirs de produits chimiques ou l'industrie nucléaire) ne seront pas traitées dans ce guide mais nécessiteront une étude particulière compte tenu des demandes du maître d'ouvrage et des propriétés particulières du BFUP fourni.

Après une première partie consacrée aux mécanismes associés aux types de dégradation rencontrés sur les ouvrages en béton en général, les propriétés de durabilité des BFUP sont présentées et

PART 3

Durability of UHPFRC

1. Introduction

In addition to having much better mechanical strength than that of "ordinary" concrete, UHPFRC has remarkable characteristics in terms of durability witnessed by the experimental results available today [VERN,00b]. It is now fifteen years since the first structures were built using UHPFRC which means that its properties can be validated.

The good durability of UHPFRC is related to the concrete mix. A very homogeneous concrete is obtained by eliminating large aggregates: the maximum diameter used is in the order of a few mm. A high degree of compactness is obtained by a water-cement ratio of less than 0.25 and the use of ultrafine particles such as silica fume and ultra-fine synthetic silica. Other ultrafines can also be used, particularly silica and calcareous microfillers, micronised phonolite porphyry, certain metakaolins, micro fly ash and micronised slag [LONG,02]. In some cases, the concrete is pressed and/or heated after batching.

These characteristics result in a very high overall durability. The very low voids ratio protects the fibres, which means that the mechanical properties are maintained when the concrete is subjected to tensile stress.

These properties make UHPFRC suitable for special applications such as highly aggressive atmospheres and waste storage and the nuclear industry [BIRE,98]. Structural elements with a very long service life can be envisaged that require no maintenance or repairs. Because of its properties, UHPFRC can also be used to manufacture very thin structural components: where necessary, the higher durability of these materials can compensate for the reduction in concrete cover (see chapter 2).

The durability addressed in this chapter is that of the material. Special UHPFRC applications in aggressive environments, such as chemical tanks and the nuclear industry, will not be considered in these guidelines but will require a special study based on the client's requirements and the particularly properties of the UHPFRC.

The first part deals with the mechanisms associated with the types of damage encountered in concrete structures in general. The durability properties of UHPFRC are then presented and compared with those of other types of concrete. The next part

comparées à celles des autres classes de bétons. La partie suivante correspond à l'état des connaissances actuelles concernant des questions de durabilité liées à la nature même des BFUP. Pour terminer, une troisième partie sera consacrée à certaines dégradations particulières pour lesquelles les BFUP possèdent des performances particulièrement élevées telle que la résistance aux cycles de gel/dégel et la résistance à l'abrasion. Cette dernière partie fait également le point sur la résistance au feu des BFUP, aspect important et dont la maîtrise a beaucoup progressé depuis une dizaine d'années.

2. Dégradations considérées

Pour évaluer la durabilité d'un ouvrage, il convient d'identifier les mécanismes agresseurs ou de dégradations potentielles susceptibles d'intervenir au cours de sa durée de vie.

Dans cette optique, les mécanismes possibles de dégradation sont globalement soit des processus à effets mécaniques sous forme d'efforts ou de déformations imposées (fluage, retrait, fatigue, abrasion, déplacements imposés), soit des mécanismes physico-chimiques (action d'agents biologiques, chimiques, irradiation, cycles de gel-dégel, réactions chimiques internes, corrosion des fibres, des armatures ou des pièces métalliques noyées, etc.).

Une partie de la prévention du vieillissement précoce (contrôle de la fissuration, de la déformabilité, règles d'enrobage) relève du respect de règles de dimensionnement, une fois les propriétés mécaniques du matériau spécifiées et contrôlées et leur évolution dans le temps prise en compte. Cet aspect a été traité au chapitre 2.

La contribution du matériau à la durabilité de l'ouvrage dépend :

- d'une part des propriétés de transfert (porosité, perméabilité, diffusivité). Cet aspect sera traité au paragraphe 3 dans lequel nous présenterons les caractéristiques des BFUP à partir des indicateurs de durabilité définis par le document AFGC [BARO,04], cette partie permettra de comparer les BFUP aux bétons plus courants.
- d'autre part des éventuelles réactions internes liées aux constituants propres au matériau (portlandite, adjuvants, anhydres résiduels, fibres ...) qui peuvent le cas échéant évoluer dans le temps au sein du matériau, mais peuvent aussi intervenir sur des éléments plus subjectifs tels que l'aspect. Le paragraphe 4 sera consacré à l'identification des réactions physico-chimiques de ce type possibles liées aux particularités du matériau BFUP

3. Aggressions « classiques » et indicateurs de durabilité liés à ces

corresponds to current information on durability issues specific to the inherent properties of UHPFRC. The last part deals with particular types of damage for which UHPFRC has particularly high performance characteristics such as resistance to freeze/thaw cycles and abrasion resistance. This last part also provides an update on the fire resistance of UHPFRC, an important area in which considerable progress has been made over the last ten years.

2. Damage considered

To evaluate the durability of a material, the potential aggressive or damaging mechanisms likely to be present during its life cycle must be identified.

The possible damage mechanisms concerned are either processes with mechanical effects in the form of imposed stress or strain (creep, shrinkage, fatigue, abrasion, forced displacements) or physico-chemical mechanisms (biological and chemical agents, irradiation, freeze/thaw cycles, corrosion of fibres, reinforcements and embedded metal parts, etc.).

The prevention of early ageing (verification of cracking and deformability and concrete covering rules) is partly achieved by respecting dimensioning rules, once the mechanical properties of the material have been defined and verified and their development with time has been taken into account. This aspect has been addressed in chapter 2.

The contribution of UHPFRC to the durability of the structure depends on the following:

- *First, the transfer properties (porosity, permeability, diffusivity). This aspect will be addressed in paragraph 3 in which we present the characteristics of UHPFRC based on the durability indicators defined in the AFGC document [BARO,04]. This part will enable UHPFRC to be compared with more ordinary concrete.*
- *Second, any internal reactions relating to the specific components of the material (portlandite, admixtures, residual anhydrous components, fibres, etc.) which can develop not only within the material over the course of time, but also affect more subjective aspects such as appearance. Paragraph 4 will focus on the identification of possible physico-chemical reactions of this type relating to the particular features of UHPFRC.*

3. "Ordinary" aggressive environments and related durability

agressions

3.1. Résumé des objectifs et du programme du groupe AFGC « Indicateurs de durabilité »

L'objectif du groupe « Indicateurs de durabilité » [BARO,04], a consisté à formaliser une méthodologie pour l'obtention d'un béton apte à prémunir les ouvrages contre une dégradation donnée, en particulier dans le cadre contractuel où il doit satisfaire à une exigence de durée de vie. L'approche est basée sur le choix d'un nombre réduit d'indicateurs de durabilité, paramètres-clés dans la quantification et la prévision de la durabilité du béton. Ces paramètres sont mesurés à partir d'essais en laboratoire sur éprouvettes ou sur prélèvements.

Le choix de ces indicateurs et la spécification de critères (seuils et classes) d'acceptabilité pour ces paramètres, en fonction du type d'environnement considéré, constituent les deux étapes majeures de l'approche performantielle de la durabilité entreprise dans le cadre de ce groupe. Cette approche performantielle constitue une des formes d'application de la NF EN 206-1 dont la mise en œuvre a été détaillée pour les ouvrages d'art en France dans le document [LCPC,10].

Le présent guide s'appuie sur ces travaux en vue de caractériser les BFUP vis-à-vis notamment du risque de corrosion des armatures et pièces métalliques noyées. C'est pourquoi les mêmes indicateurs de durabilité ont été conservés, à savoir :

- la porosité accessible à l'eau,
- la perméabilité à l'oxygène,
- le coefficient de diffusion des ions chlorure,
- la teneur en portlandite,

Pour ces grandeurs, des méthodes de mesure sont recommandées ou font l'objet de normes. Des seuils ou intervalles de grandeurs sont précisés afin de situer les BFUP.

3.2. Porosité accessible à l'eau

La méthode utilisée dans l'attente de la parution de la norme française correspondante est une recommandation AFREM intitulée « Détermination de la masse volumique apparente et de la porosité accessible à l'eau » [GRAN,07]. L'essai consiste à déterminer par pesée les éléments suivants : la masse d'un corps d'épreuve sec, sa masse lorsqu'il est saturé en eau et son volume apparent par pesée hydrostatique. La gamme de mesure couverte par cette méthode va de 1 % à 20 % environ. Les valeurs présentées dans le tableau suivant sont données à titre indicatif :

BO/OC	BHP/HPC	BTHP/VHPC	BFUP/UHPFRC
-------	---------	-----------	-------------

indicators

3.1. Summary of the aims and agenda of the AFGC's "Durability Indicators" group.

The aim of the "Durability Indicators" group [BARO,04] was to formalise a methodology for obtaining a concrete that would protect structures from a given type of damage, particularly within a contractual framework when life cycle requirements must be satisfied. The approach is based on the choice of a small number of durability indicators which are key parameters for quantifying and predicting concrete durability. These parameters are based on laboratory tests conducted on test specimens or samples.

The choice of indicators and the definition of acceptability criteria (thresholds and classes) for these parameters according to the type of environment considered are the two major steps in the performance-based approach used by the group to determine durability. This approach is one way of applying NF EN 206-1 whose implementation is given in detail for civil engineering works in France in document [LCPC,10].

This guideline is based on the work carried out by the group to characterize UHPFRCs particularly with respect to the corrosion risks of reinforcements and embedded metal parts. This is why the same durability indicators have been kept, i.e.

- water voids,
- permeability to oxygen,
- diffusion coefficient of chloride ions,
- portlandite content.

For these magnitudes, measurement methods are recommended or are the subject of standards. Thresholds or intervals of magnitude are specified in order to situate the UHPFRCs.

3.2. Water voids

The method used while awaiting publication of the corresponding French standard is an AFREM recommendation entitled "Determination of apparent density and water voids" [GRAN,07]. The test consists in determining the following elements by weight: the mass of a dry test specimen, its mass when saturated with water and its apparent volume determined by hydrostatic weighing. The measurement range covered by this method varies from approximately 1 to 20%. The values presented in the following table are given by way of information only:

BO/OC	BHP/HPC	BTHP/VHPC	BFUP/UHPFRC
-------	---------	-----------	-------------

porosité à l'eau (%) <i>water porosity (%)</i>	14 - 20	10 - 13	6 - 9	1,5 - 5
---	---------	---------	-------	---------

Tableau 3.1 : Porosité accessible à l'eau
Table 3.1 : Water porosity

3.3. Perméabilité accessible à l'oxygène

La méthode utilisée est une recommandation AFREM intitulée « Essai de perméabilité aux gaz du béton durci » [GRAN,07]. L'essai consiste à mesurer le débit massique de gaz traversant en régime permanent un échantillon de matériau à base de liant hydraulique soumis à un gradient de pression constant, puis par application de la loi de Darcy d'en déduire la perméabilité aux gaz. La gamme de mesure couverte par cette méthode va de 10^{-15} m^2 à 10^{-19} m^2 environ. Les valeurs présentées dans le tableau suivant sont données à titre indicatif. En outre la perméabilité aux gaz étant fortement dépendante de l'état de saturation du matériau, les valeurs indiquées correspondent à l'état sec tel que défini dans les recommandations AFREM.

3.3 Oxygen permeability

The method used is an AFREM recommendation entitled "Hardened concrete gas permeability test" [GRAN,07]. The test consists in measuring the mass flow rate of gas in steady state passing through a sample of hydraulic binder-based material subjected to a constant pressure gradient. Darcy's law is then applied to obtain the gas permeability. The measurement range covered by this method varies from approximately 10^{-15} m^2 to 10^{-19} m^2 . The values presented in the following table are given for information only. Furthermore, since gas permeability is highly dependent upon the state of saturation of the material, the values indicated correspond to the dry state defined in the AFREM recommendations.

	BO/OC	BHP/HPC	BTHP/VHPC	BFUP/UHPFRC
Perméabilité à l'oxygène (m^2) <i>Oxygen permeability (m^2)</i>	10^{-16}	10^{-17}	10^{-18}	$<10^{-19}$

Tableau 3.2 : Perméabilité à l'oxygène
Table 3.2 : Oxygen permeability

La perméabilité des BFUP se trouve en général inférieure au seuil de détection de la méthode AFREM.

The permeability of UHPFRC is generally lower than the detection threshold of the AFREM method.

3.4. Coefficient de diffusion des ions chlorure

La méthode utilisée est une recommandation GranDuBé intitulée « Détermination des coefficients de diffusion effectif et apparent des chlorures dans le béton par des essais de migration en régime permanent et transitoire » [GRAN,07] issue de la norme Nordtest Build 492. Les valeurs présentées dans le tableau suivant sont données à titre indicatif.

3.4. Diffusion coefficient of chloride ions

The method used is a GranDuBé recommendation entitled "Determination of effective and apparent chloride ion coefficients in concrete by steady state and transient migration tests" [GRAN,07] based on Nordtest Build standard 492. The values presented in the following table are given for information only.

	BO/OC	BHP/HPC	BTHP/VHPC	BFUP/UHPFRC
Coefficient de diffusion des ions chlorure (m^2/s) <i>Chloride diffusion coefficient (m^2/s)</i>	$> 10^{-11}$	10^{-12} à 10^{-11}	10^{-13} à 10^{-12}	10^{-13}

Tableau 3.3 : Coefficient de diffusion des ions chlore
Table 3.3 : Chloride diffusion coefficient

Notons également qu'une mesure réalisée sur un prisme 4x4x16 cm, conservés pendant 5 ans à l'intérieur du caisson ajouré d'une passerelle située sur la cote japonaise, a révélé un coefficient de diffusion des ions chlore d'environ $4.10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. [TANA,10]

It can be also noted that a measurement done on a prism with dimensions 4x4x16 cm, kept during 5 years inside the box girder of a footbridge at sea side in Japan, exhibit a chloride diffusion coefficient of $4.10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. [TANA,10]

3.5. Teneur en portlandite

Les valeurs présentées dans le tableau suivant sont données à titre indicatif. La méthode de mesure utilisée est indiquée à l'annexe 14.

3.5. Portlandite content

The values presented in the following table are given for information only. The measuring method used is indicated in appendix 14.

	BO/OC	BHP/HPC	BTHP/VHPC	BFUP/UHPFRC
Teneur en portlandite (kg/m ³) <i>Portlandite content (kg/m³)</i>	76	86	66	< 20 (jusqu'à 0 en fonction des ultrafines et du E/C) (up to 0 depending on the ultrafines and W/C content)

Tableau 3.4 : Teneur en portlandite

Table 3.3 : Portlandite content

L'absence ou très faible quantité de portlandite dans les BFUP contenant des ultrafines (fumée de silice) ou additions pouzzolaniques en grande quantité s'explique par les réactions pouzzolaniques qui consomment la portlandite issue de l'hydratation du clinker. Malgré cette très faible teneur, compte tenu de leur faible degré d'hydratation, les BFUP conservent une réserve de clinker anhydre suffisante pour maintenir un pH élevé et une réserve latente de portlandite susceptible d'être générée en présence d'eau, tant pour assurer une cicatrisation d'éventuelles fissures que pour maintenir la passivation de l'acier des fibres et des armatures noyées.

The absence or very small amount of portlandite in UHPFRC containing ultrafine particles (silica fume) or pozzolanic additions in large quantities is explained by the presence of pozzolanic reactions which consume the portlandite produced by hydration of the clinker. Despite the very small portlandite content, and because of their very low moisture content, UHPFRCs retain a sufficient reserve of anhydrous clinker to maintain a high pH and a latent reserve of portlandite which can be generated in the presence of water, both to ensure the closure of any cracks and to maintain the passivation of steel fibres and embedded reinforcements.

3.6. Conclusion

Les résultats présentés ci-dessus confirment que les BFUP ont une durabilité potentielle « très élevée » vis-à-vis des risques de corrosion, au sens des recommandations AFGC [BARO,04], pour l'ensemble des propriétés de transfert, les valeurs obtenues pour les BFUP vont dans le sens d'une très nette amélioration de la durabilité par rapport aux matériaux cimentaires ordinaires, et permettent de justifier des durées de vie de projet élevées avec des enrobages réduits (cf. chapitre 2, §2.3). Ceci peut s'expliquer par une structure poreuse particulière

3.6. Conclusion

The results presented above confirm that UHPFRCs have a "very high" durability potential in relation to corrosion risks in the meaning of the AFGC recommendations [BARO,04]. The values obtained for the transfer properties of UHPFRC in general show a very marked improvement in durability compared with ordinary cementitious materials and corroborate the viability of long project life cycles with reduced concrete cover (see chapter 2, §2.3). This can be explained by their particular porous structure characterised by an absence of capillary

caractérisée par une absence de porosité capillaire et une porosité à très petite échelle non interconnectée : les résultats de porosimétrie au mercure présentés sur la figure suivante illustrent ces différences et spécificités des BFUP.

porosity and non-interconnected porosity on a very small scale. The mercury porosimetry results in the following figure illustrate these differences and the specificities of UHPFRC.

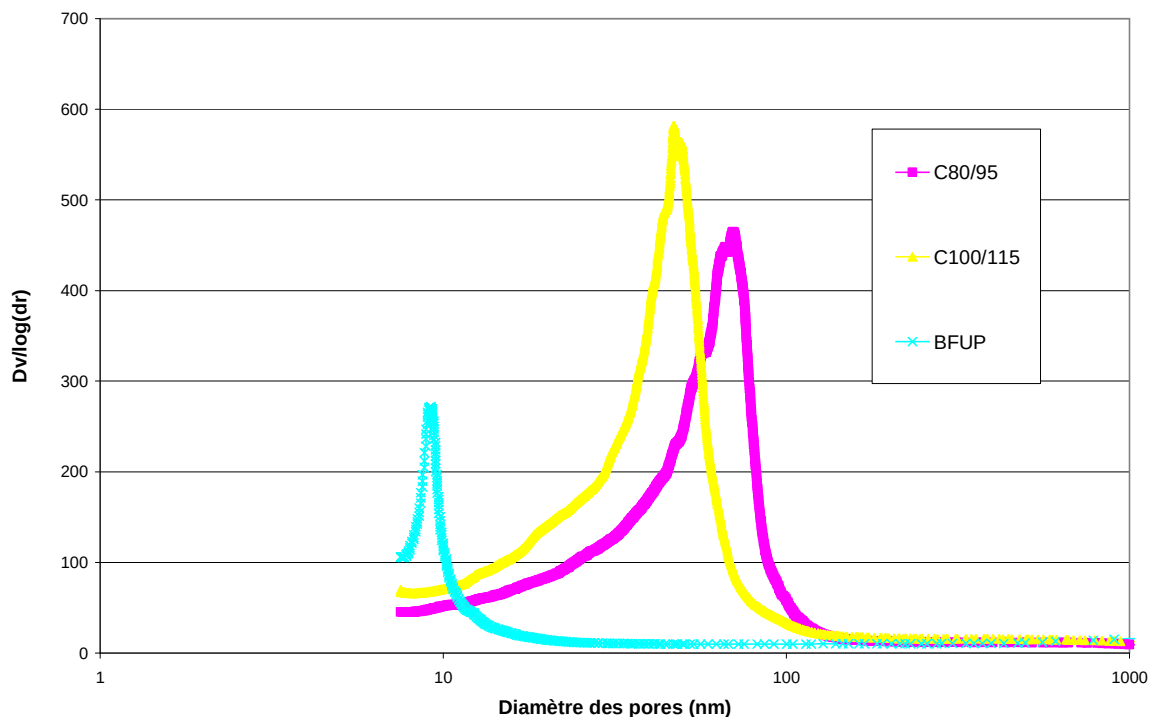


Figure 3.1 : Distribution de la taille des pores pour différents bétons, source CERIB

Figure 3.1 : Pore size distribution for difference concretes. Source CERIB

4. Risques potentiels particuliers liés à la nature des BFUP

4. Particular potential risks relating to the nature of UHPFRC

4.1. Introduction

Les BFUP, outre les mécanismes classiques de dégradation auxquels ils pourraient être soumis, font parfois l'objet de questions compte tenu de leur nature particulière. Les plus souvent posées sont les suivantes:

- Conséquences d'une éventuelle instabilité des adjuvants présents en grande quantité dans les BFUP ?
- Réhydratation éventuelle : du fait de la limitation des réactions d'hydratation par la faible teneur en eau, on constate la présence d'anhydres et de gypse résiduels. Ces grains anhydres peuvent-ils entraîner à

4.1. Introduction

Questions are often asked about additional damage that could occur as a result of the particular nature of UHPFRC. The most common are as follows:

- What are the consequences of the possible instability of admixtures present in large quantities in UHPFRC?
- Possible rehydration: because of the limitation of hydration reactions due to the low water content, residual anhydrides and gypsum can be observed. Could these calcium sulphate grains cause long-term swelling and microcracking?
- corrosion of steel fibres?

long terme des phénomènes de gonflement et de microfissuration ?

- la corrosion des fibres métalliques ?
- le risque d'agressions chimiques sur les fibres polymères ?
- l'éventualité de formation d'ettringite différée ?
- le comportement vis-à-vis des cycles de gel-dégel
- la résistance à l'abrasion
- la résistance au feu

- *chemical attack of polymer fibres?*
- *possible delayed formation of ettringite?*
- *behaviour in relation to freeze/thaw cycles*
- *abrasion resistance*
- *fire resistance*

4.2. Stabilité des adjuvants

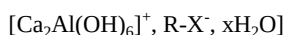
Les superplastifiants des bétons sont des polyélectrolytes ou polymères hydrosolubles. Ils peuvent être classés historiquement dans les familles suivantes :

- Adjuvants de première génération : polynaphtalène-sulfonates (PNS)
- Adjuvants de seconde génération : polyméla mine-sulfonates (PMS)
- Adjuvants de troisième génération : polycarboxylates (PC), et hybrides avec chaînes sulfonates
- Adjuvants de quatrième génération : polycarboxylates-polyox (PCP) ou polyphosphonates-polyox

Les adjuvants utilisés dans les BFUP font partie généralement de la troisième et de la quatrième génération.

Aucun de ces produits n'est toxique, à la dose où on les emploie typiquement, soit 0.5 à 2% du poids de ciment (dose typique dans les BFUP : 1.4 % d'extrait sec par rapport au ciment).

Ces molécules se fixent sur les surfaces minérales lors du gâchage, et améliorent la fluidité des bétons en réduisant les interactions entre particules (effet de charge de surface et effet stérique). Elles sont à l'origine des très faibles rapports E/C utilisés dans les BFUP. Au cours de la prise, ces molécules se trouvent majoritairement emprisonnées dans la structure interfeuillet des hydrates, typiquement ceux de la famille des aluminates hydratés hexagonaux. Cette réaction peut être assimilée à la formation de complexes insolubles, pouvant contenir jusqu'à 70% de matière organique. La structure de ces complexes peut s'écrire :



Ainsi, au bout de 7 jours, il ne reste pratiquement plus de molécules en solution dans la phase aqueuse des bétons, et le rendement de la précipitation est voisin de 100%. Les composés formés demeurent stables dans le milieu basique des bétons, tant que

4.2. Stability of admixtures

Concrete superplasticizers are polyelectrolytes or water soluble polymers.

Historically, these can be classified as follows:

- *First generation admixtures: polynaphtalene sulfonates (PNS)*
- *Second generation admixtures: polymelamine sulfonates (PMS)*
- *Third generation admixtures: polycarboxylates (PC) and hybrids with sulfonate chains*
- *Fourth generation admixtures: polycarboxylate polyox (PDP) or polyphosphonate polyox*

The admixtures used in UHPFRC are usually third and fourth generation.

None of these products are toxic at the dosage at which they are typically used i.e. 0.5 to 2% of the cement weight (typical dose in UHPFRC): 1.4% dry extract with respect to the cement).

These molecules bind to the mineral surfaces during mixing and improve the fluidity of the concrete by reducing interparticle interactions (surface load effect and steric effect). They are responsible for the very low water-cement ratios used in UHPFRC. During setting, these molecules are mostly imprisoned in the interleaved structure of hydrates, typically those of the hexagonal aluminate hydrate family. This reaction can be likened to the formation of insoluble complexes which can contain up to 70% organic matter. The structure of these complexes can be expressed as follows:

Thus, after 7 days, there are practically no more molecules in solution in the aqueous phase of concretes, and the precipitation efficiency is close to 100%. The compounds formed remain stable in the basic environment of concretes, as long as there is

ceux-ci ne subissent pas d'agression chimique. Dans le cas contraire, par exemple en cas de diminution du pH par carbonatation (formation de monocarbo-aluminate), par l'action des chlorures (formation de mono-chloro-aluminate), ou par l'action des pluies acides (lixiviation acide), des molécules d'adjuvant peuvent être relarguées dans les pores capillaires des bétons. Après plusieurs mois de contact avec la phase aqueuse basique des pores capillaires, certaines molécules d'adjuvants peuvent subir une hydrolyse alcaline : par exemple les mélamines-sulfonates libèrent de la vanilline, qui n'est pas toxique. Ceci ne met pas en danger l'intégrité mécanique des bétons, qui est assurée par les silicates de calcium hydratés (C-S-H), indépendamment du contenu des pores capillaires.

La corrosion bactérienne, qui affecte les bétons poreux, peut également transformer certains adjuvants, par exemple en créant un milieu réducteur à la surface du béton : la réduction des sulfonates peut produire des traces de mercaptans et de sulfures, ce qui dégage de mauvaises odeurs. Ces réactions de surface sont activées en ambiance tropicale (Brésil par exemple).

S'interroger sur la stabilité des adjuvants revient donc à s'intéresser à celle du béton lui-même. A ce titre, les BHP, BTHP et particulièrement les BFUP, sont beaucoup mieux placés que les bétons ordinaires, car ils résistent mieux aux agressions chimiques. L'absence de connectivité des pores capillaires des BFUP est également un facteur favorable.

La stabilité à long terme des adjuvants a jusqu'ici été étudiée principalement sur les bétons ordinaires. Comme elle ne constitue pas un danger potentiel estimé comme important, très peu de travaux de recherche lui sont consacrés. Les quelques auteurs ayant étudié le comportement à la lixiviation des bétons adjuvantés concluent unanimement à la fixation efficace des molécules sous forme de composés insolubles [FARM,95], [MADE,95], [ZHAN,93]. Seule une légère dissolution de surface donnant lieu à un relargage de quelques mg/l a été observée. Cette conclusion a été confirmée jusqu'à des doses d'adjuvant de l'ordre de 5% d'extrait sec par rapport au ciment, ce qui constitue le triple des doses utilisées habituellement dans les BFUP [POLL,97].

4.3. Reprise de l'hydratation

La teneur en clinker résiduel des bétons (Annexe 14, tableau 1) est inversement proportionnelle au rapport E/C, lorsque celui-ci est inférieur à 0,38 (ordre de grandeur nécessaire à l'hydratation complète pour les CEM I). La présence de ce clinker résiduel présente de nombreux avantages, notamment par le module élastique élevé du clinker (130 GPa, soit le double de celui de la quartzite). Remarquons toutefois que les bétons ordinaires présentent tous, notamment au

no chemical attack. In the opposite case, for example when the pH is reduced by carbonation (formation of monocarbo-aluminate), by chloride (formation of monochloro-aluminate) or acid rain (acid leaching), admixture molecules can be salted out in the concrete's capillary pores. After several months of contact with the basic aqueous phase of the capillary pores, certain admixture molecules can undergo alkaline hydrolysis, for example, melamine-sulfonates release vanillin which is not toxic. This does not compromise the mechanical integrity of the concrete which is ensured by the hydrated calcium silicates (C-S-H), independently of the capillary pore content.

Bacterial corrosion, which affects porous concrete, can also convert certain admixtures, by creating a reducing environment on the surface of the concrete for example. The sulfonate reduction can produce traces of mercaptans and sulphides which results in foul odours. These surface reactions are activated in tropical climates (Brazil, for example).

Studying the stability of admixtures therefore means taking a closer look at the concrete itself. In this respect, HPC, VHPC and UHPFRC in particular are in a much better position than ordinary concrete because they exhibit better resistance to chemical attack. The absence of any connection between the capillary pores of UHPFRC is also a positive factor. Up until now, the long-term stability of admixtures has mainly been studied for ordinary concrete. Since it is not considered a very important potential hazard, it has attracted very little research. The handful of authors who have studied the leaching behaviour of concretes with admixtures all conclude that the molecules are effectively fixed in the form of insoluble compounds [FARM,95], [MADE,95], [ZHAN,93]. Only slight surface dissolution causing salting out of a few mg/l has been observed. This conclusion has been confirmed for admixture contents of up to 5% dry extract with respect to cement, which is three times the typical admixture contents in UHPFRC [POLL,97].

4.3. Delayed hydration

The residual clinker in concrete (Annex 14, table 1) is inversely proportional to the water-cement ratio when it is less than 0.38 (order of magnitude required for complete hydration for CEM I Portland cements). The presence of residual clinker has numerous advantages, especially its high modulus of elasticity (130 Gpa, i.e. twice that of quartzite). It should be noted however that ordinary concretes all have a significant residual clinker content,

jeune âge, une teneur non négligeable en clinker résiduel. En effet, l'hydratation étant limitée par la diffusion de l'eau à travers les hydrates, elle est rarement complète, même à des E/C élevés.

Une question est souvent posée concernant l'éventualité d'un gonflement structural des BHP et BFUP, sous l'effet d'une éventuelle pénétration d'eau à long terme (hydratation différée).

On sait que l'hydratation de 1 cm³ de clinker produit environ 2.18 cm³ d'hydrates. Lorsque l'eau servant à former ces hydrates est prélevée à l'intérieur du béton (eau des pores capillaires), la réaction s'accompagne d'une réduction de volume absolu (contraction Le Chatelier) de l'ordre de 10% :

Volume d'hydrates = 0.9 x Volume (clinker + eau d'hydratation)

En revanche, si cette eau était prélevée à l'extérieur du béton, on pourrait craindre une augmentation de volume, et notamment pour les bétons de très faible porosité capillaire, ce qui est le cas des BUHP.

Un raisonnement simple, confirmé par l'expérience, montre qu'il n'en est rien.

En effet, le scénario précédent est basé implicitement sur une vision dite «topochimique» de l'hydratation, c'est à dire un mécanisme d'absorption locale d'eau par les grains de clinker, pour former des hydrates in situ. Si ce mécanisme existait vraiment, les bétons ordinaires eux-mêmes montreraient un considérable gonflement, dès que la taille des cristaux de portlandite deviendrait égale à la taille des pores capillaires.

Fort heureusement, il n'en est rien. Henri Le Chatelier a montré dès le début du 20ème siècle que l'hydratation procède par dissolution des anhydres, diffusion dans la phase aqueuse des ions ainsi produits, création d'une solution sursaturée par rapport aux hydrates, qui précipitent parfois loin de leur « source d'ions » initiale. C'est ainsi que lors de l'hydratation de 1 cm³ de clinker, un volume égal d'hydrates précipite à l'emplacement des grains initiaux, et 1.18 cm³ précipite dans les pores capillaires environnants, parfois jusqu'à une distance de plusieurs dizaines de microns (« rayon d'action » des ions du clinker, par exemple lors de la réaction pouzzolanique).

Si l'on envisage la pénétration d'eau dans un béton de faible porosité capillaire (BHP, BFUP), par exemple sous l'effet d'une microfissuration liée au retrait endogène, ou sous l'effet de la dissolution entraînée par une agression chimique, les ions provenant de la dissolution du clinker résiduel vont pouvoir circuler et diffuser par le même chemin que celui qui a amené l'eau. Deux scénarios sont alors envisageables :

- L'eau arrive par des microfissures, par condensation capillaire. Alors la dissolution du clinker résiduel va permettre d'augmenter le taux de saturation de cette eau, et des hydrates vont se former dans les microfissures, jusqu'à les cicatriser complètement ce qui va provoquer

particularly at an early age. This is because hydration is restricted by the diffusion of water through the hydrates and is rarely complete even with high W/C ratios.

The question of possible swelling of HPC and UHPFRC as a result of possible long-term penetration of water (delayed hydration) is often raised.

We know that the hydration of 1 cm³ of clinker produces about 2.18 cm³ of hydrates. When the water that forms these hydrates is taken from inside the concrete (capillary water), the reaction is accompanied by a reduction in the absolute volume (Le Chatelier contraction) of about 10%:

Volume of hydrates = 0.9 x Volume (clinker + water of hydration)

However, if this water was taken from outside the concrete, a volume increase could occur, particularly for concrete with very little pore capillarity, which is the case of UHPFRC.

But basic logic – confirmed by experience – shows that this is not so.

The above scenario is implicitly based on a so-called "topochemical" vision of hydration, i.e. a mechanism of local water absorption by grains of clinker to form hydrates in situ. If this mechanism were to really exist, even ordinary concrete would swell to a considerable extent as soon as the size of the portlandite crystals attained the size of the capillary pores.

Fortunately this does not happen. Henri Le Chatelier demonstrated at the beginning of the 20th century that hydration involves the dissolution of anhydrous materials, diffusion of the ions thus produced in the aqueous phase, and creation of a solution which is supersaturated with respect to the hydrates which sometimes precipitate, far from their initial "ion source". This is why, during the hydration of 1 cm³ of clinker, the same volume of hydrates is precipitated at the location of the initial grains, and 1.18 cm³ precipitates in the surrounding capillary pores, sometimes up to a distance of several dozen micrometres ("radius of action") from the clinker ions, in a pozzolanic reaction, for instance).

In the case of water penetration in a concrete with low capillary porosity (HPC, UHPFRC), under the effect of either microcracking due to autogenous shrinkage, for example, or dissolution caused by chemical attack, the ions resulting from the dissolution of the residual clinker will be able to circulate and diffuse along the same path by which the water entered. Two scenarios can then be envisaged:

l'arrêt du processus.

- L'eau arrive par le biais d'une agression chimique qui a réussi à dissoudre une partie des hydrates, et créé des chemins de percolation vers les grains anhydres résiduels. Dans ce cas la sous-saturation peut être maintenue par l'agresseur chimique, qui en général abaisse le pH dans un gradient constituant la « zone dégradée ». Les ions issus de la dissolution du clinker résiduel vont alors précipiter localement dans la partie concentrée du gradient, et diffuser partiellement vers l'interface avec le milieu extérieur (cas classique de la lixiviation).

Ces deux scénarii ont été vérifiés par l'expérience, lors de recherches qui ont débuté dès 1994 [MATT,99a], [VERN,99], [VERN,00b] et se sont poursuivies récemment avec la thèse de S. GRANGER [GRAN,06]. L'absence de processus osmotiques, par lesquels l'eau pourrait être « pompée » à travers le « gel » de C-S-H, est confirmée par l'égalité des ordres de grandeur des coefficients de diffusion de l'eau tritiée et des ions minéraux comme le Césium ou le chlorure [IV.8]. Les études par microscopie à haute résolution de la nanostructure des BFUP, montrant que le C-S-H n'est pas un véritable gel, mais possède une structure nanocristalline [VERN,00b], expliquent bien ce comportement.

Il en résulte que, loin de constituer un danger pour la durabilité des BHP et BFUP, le clinker résiduel constitue un atout incontestable pour les BFUP, et permet :

- d'augmenter le module d'Young moyen de la pâte de ciment,
- de cicatrifier les microfissures, par condensation capillaire et formation d'hydrates,
- de lutter contre les agressions chimiques en maintenant le niveau de pH alcalin et de concentrations ioniques nécessaires à la stabilité des hydrates, jusqu'à une distance proche de l'interface avec le milieu extérieur.

La capacité de cicatrisation des fissures de pièces en BFUP soumises à un chargement significatif a été confirmée par E. Parant [PARA,03] même en présence d'une solution saline potentiellement agressive pour les fibres.

- *The water gets in through microcracks, by capillary condensation. Dissolution of the residual clinker will increase the degree of saturation of the water and hydrates will be formed in the microcracks until they are fully closed, which will stop the process from continuing.*
- *The water gets in as a result of chemical aggression which has caused dissolution of some of the hydrates and the creation of seepage paths to the residual anhydrous grains. In this case, undersaturation can be sustained by the aggressive chemical agent, which, as a rule, gradually reduces the pH in the "damaged zone". The ions resulting from the dissolution of the residual clinker will then precipitate locally in the area in which the under-saturation is high and partially diffuse to the interface with the external medium (classic case of leaching).*

Both these scenarios have been verified by testing, during research that began in 1994 [MATT,99a], [VERN,99], [VERN,00b] and has been taken up again recently in S. Granger's thesis [GRAN,06]. The absence of osmotic processes by which water could be "pumped" through the HCS "gel" is confirmed by the fact that the order of magnitude of the diffusion coefficients of tritium-bearing water and mineral ions such as cesium and chloride are the same [IV.8]. High-resolution microscope examination of the nanostructure of UHPFRC, showing that HCS is not really a gel but has a nanocrystalline structure [VERN,00b], explains this behaviour well.

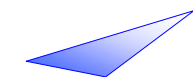
Consequently, far from jeopardizing the durability of HPC and UHPFRC, the presence of residual clinker is an indisputable advantage for UHPFRC, and enables:

- *an increase in the mean modulus of elasticity of the cement paste,*
- *closure of microcracks, by capillary condensation and formation of hydrates,*
- *combating of chemical attack by sustaining the alkaline pH level and ion concentrations necessary for the stability of hydrates up to a distance close to the interface with the external medium.*

The closure capacity of cracks in UHPFRC components under significant loading has been confirmed by E. Parant [PARA,03] even in the presence of a potentially aggressive saline solution for the fibres.

4.4. Corrosion des fibres métalliques

4.4. Corrosion of steel fibres



Pour les raisons évoquées précédemment, les BFUP, même microfissurés, sont particulièrement efficaces pour maintenir le niveau de pH nécessaire à la passivation des aciers, qu'il s'agisse de câbles de précontrainte, ou des fibres métalliques utilisées pour obtenir un comportement ductile. Les poutres et poutrelles installées depuis 1998 dans un aéro-réfrigérant de la centrale de CATTENOM en donnent une image « in vivo » [TOUT,11].

Des essais accélérés de corrosion ont été réalisés dès 1995 au CSIC-IET de Madrid. Plus récemment, des éprouvettes préfissurées mécaniquement ont été étudiées au LERM dans le cadre du programme REACTIF 97 T 0087, sous la direction de Micheline Moranville [VERN,99], [VERN,00b]. Ces éprouvettes équipées de plots de retrait avaient été soumises à des cycles d'immersion-séchage à 50°C, dans le but de détecter d'éventuels phénomènes de réaction sulfatique interne (cf 4.5 ci-après). Il en ressort que, non seulement aucun gonflement de ce type ne s'est manifesté, mais que de plus la passivation des fibres a été maintenue malgré les conditions drastiques d'exposition. Ce comportement excellent est attribuable à la formation d'hydrates colmatant progressivement les microfissures (cicatrisation).

La remarquable résistance à la carbonatation des BFUP (< 0.2 mm à 4 ans) est une garantie de bonne protection des câbles de précontrainte par fil adhérent. Un test de carbonatation accélérée à 90 jours soumis à une atmosphère à 100% de dioxyde de carbone a révélée une profondeur de carbonatation nulle [ROUX, 96b]. La formule de TUUTI donne une profondeur de carbonatation extrapolée à 500 ans inférieure à 2 mm. [ROUX,96a].

De même, la très grande résistivité électrique de la matrice est une cause de bonne protection des aciers. Celle des BFUP est de deux ordres de grandeur supérieure à celle des bétons ordinaires (tableau 3.5)

For the reasons given above, even microcracked UHPFRC is particularly effective at maintaining the pH level needed for passivation of steel reinforcements, whether they are prestressing tendons or steel fibres used to achieve ductility. The beams and girders installed in a cooling tower at the Cattenom nuclear power plant in 1998 are a real-life example of this [TOUT,11].

Accelerated corrosion tests were carried out by CSIC-IET in Madrid in 1995. More recently, mechanically pre-cracked specimens have been studied at LERM as part of the REACTIF 97 T 0087 programme headed by Micheline Moranville [VERN,99], [VERN,00b]. The specimens were equipped for shrinkage monitoring and put through cycles of immersion and drying at 50°C in order to detect any internal sulphate reactions (see 4.5 below). It transpires that not only was there no swelling of this type but that, in addition, passivation of the fibres was maintained, despite the drastic exposure conditions. This excellent behaviour can be attributed to the formation of hydrates that gradually fill the microcracks (closure).

The remarkable resistance of UHPFRC to carbonation (< 0.2 mm after 4 years) is a guarantee of the good protection of pre-tensioned prestressing wires or strands. An accelerated carbonation test (90 days in a 100% moisture ambience), showed a carbonation depth equal to zero [ROUX, 96b]. The Tuuti formula gives an extrapolated carbonation depth after 500 years of less than 2 mm. [ROUX,96a].

Similarly, the very high electrical resistivity of the matrix affords good protection to the reinforcements. The resistivity of UHPFRC is two orders of magnitude higher than that of ordinary concrete (table 3.5).

	C30/37	C80/95	BFUP/UHPFRC
Vitesse de corrosion des armatures (µm/an) <i>Corrosion rate of passive reinforcements (µm/year)</i>	1,2	0,25	<0,01
Résistivité (kΩ.cm) <i>Resistivity (kW.cm)</i>	16	96	1133

Tableau 3.5 : Exemples de résistivités électriques mesurées pour différents types de béton [ROUX, 96b]

Table 3.5 : Examples of electrical resistivity measured for different types of concrete [ROUX, 96b]

La vitesse de corrosion et la résistance de polarisation pour des armatures métalliques noyées dans une matrice ont été étudiés au CSIC par une méthode potentiodynamique [ROUX,96b].

L'interprétation du diagramme de Nyquist conduit à des vitesses de corrosion non mesurables pour ces BFUP (Cf. tableau 3.5).

En présence d'agents agressifs les BFUP résistent à des conditions chimiques dans lesquelles les bétons armés ordinaires sont rapidement détruits (tableau

The rate of corrosion and the polarization resistance of steel reinforcement embedded in a matrix were studied by the CSIC using a potentiodynamic method [ROUX,96b].

Interpretation of the Nyquist diagram shows unmeasurable corrosion rates for these UHPFRCs (see Table 3.5).

In the presence of aggressive agents, UHPFRCs stand up to chemical conditions under which

3.6). Les essais réalisés en laboratoire au CSIC et en vraie grandeur à Montréal, dans une zone de marnage du St Laurent, montrent l'excellente tenue à l'eau de mer et l'absence de corrosion des fibres en profondeur des BFUP.

Seuls des milieux extrêmement corrosifs pour les bétons, comme le nitrate d'ammonium concentré, parviennent à dégrader les formulations de BFUP. Dans ces milieux, la corrosion des fibres métalliques (complexation par l'ion ammonium) est plus rapide que l'attaque chimique de la matrice.

ordinary reinforced concretes are rapidly destroyed (Table 3.6). Laboratory tests carried out by the CSIC and full-scale tests carried out in Montreal, in a drawdown of the Saint Lawrence River, demonstrate UHPFRC's excellent resistance to seawater and the absence of corrosion on fibres deep within the concrete.

Only environments which are extremely corrosive for concrete, such as concentrated ammonium nitrate, are able to damage UHPFRC mixes. In such environments, the corrosion of steel fibres (complexation by the ammonium ion) is faster than chemical attack of the matrix.

Milieux Medium	Perte de masse Loss of mass	Résistance en flexion Bending strength	Résistivité relative Relative resistivity	Corrosion des fibres (¹) Fibre corrosion (¹)
Eau Distillée Distilled water	Gain 0.6%	Identique Identical	Identique Identical	Non No
Eau de mer Seawater ATM D1141-90	Gain 0.6%	Identique Identical	Diminution Stabilité après 30 jours Reduction Stability after 30 days	Non No
Sulfate de calcium Calcium sulphate 0.3 M SO ₄	Gain 0.7%	Identique Identical	Identique Identical	Non No
Sulfate de sodium Sodium sulphate 0.3 M	Gain 0.2%	Diminution, (dans la bande d'incertitude) Reduction (in range of uncertainty)	Diminution Stabilité après 30 jours Reduction Stability after 30 days	Non No
Acide Acétique Acetic acid pH = 3.5	+ 0.1%	Identique Identical	Faible perte Slight loss	Non No
Sulfure et nitrate d'ammonium Ammonium sulphide and nitrate 2.9 g/l Na ₂ S.9H ₂ O + 29 g/l NH ₄ Cl	-0.9 %	Diminution (dans la bande d'incertitude) Reduction (in range of uncertainty)	Forte perte High loss	Non No

(¹) - Présence de taches de rouille superficielles au débouché des fibres, qui apparaissent intactes à une profondeur de moins d'un millimètre.

(¹) - Presence of superficial rust stains where fibres daylighting at the surface. These fibres appear to be intact at a depth of less than one millimetre.

Tableau 3.6 : Tenue aux agents agressifs d'un BFUP (essais Koch-Steinegger réalisés au CSIC, éprouvettes 10x10x60 mm+600ml de solution agressive, résultats à 3 mois).

Table 3.6 : Resistance of UHPFRC to aggressive agents (Koch-Steinegger tests carried out at CSIC, specimens 10x10x60 mm + 600 ml of aggressive solution, results after 3 months)

La seule possibilité avérée de corrosion des fibres métalliques est superficielle et peut conduire à des désordres esthétiques : des échantillons exposés aux pluies acides pendant plusieurs années, ou encore des sections sciées exposées aux intempéries, montrent la formation de taches de rouille au débouché des fibres au contact direct de l'atmosphère. Ceci peut nuire à l'esthétique des pièces de parement mais pas à leur bon

The only known possibility of steel fibre corrosion is superficial and can lead to deterioration of an aesthetic order. Specimens exposed to acid rain for several years or sawn cross-sections exposed to the weather, form rust stains where fibres daylighting at the surface are in direct contact with the atmosphere. This could detract from the aesthetics of facing components but not from their good mechanical response, due to the sufficiently limited

comportement mécanique, compte tenu du caractère suffisamment limité de la profondeur sur laquelle a lieu la corrosion. Toutefois il convient de distinguer les surfaces coffrées pour lesquelles les fibres ne sont pas apparentes, des surfaces non coffrées ou des angles sur lesquelles affleurent en général des fibres. Dans ce cas plusieurs solutions existent :

- l'utilisation de formulations à base de fibres inox avec cependant de moins bonnes résistances et un prix plus élevé dans le cas des fibres inox (Cf. gare TGV Monaco [CONS,04]),
- l'ajout d'un revêtement de protection,
- le meulage des fibres qui affleurent en particulier au niveau des angles.

4.5. BFUP et risque de réaction sulfatique interne (RSI)

La réaction sulfatique interne est une pathologie susceptible d'affecter certains matériaux cimentaires lorsqu'ils sont soumis, au jeune âge lors de la prise, ou à un stade ultérieur, à un échauffement conduisant au maintien d'une température élevée (à partir de 65°C environ) pendant une durée significative (plusieurs heures à plusieurs dizaines d'heures). La dégradation consiste en une déstabilisation de l'ettringite primaire lors de cette phase à haute température, puis en une remobilisation des sulfates ainsi formés pour reconstituer une ettringite dite différée (sans apport d'ions sulfates par le milieu extérieur ou par les granulats). La néoformation d'ettringite (qui semble d'abord diffuse dans la pâte de ciment, puis principalement observée sous forme d'ettringite comprimée autour des granulats et dans les fissures) produit une pression de gonflement importante au sein du matériau durci, entraînant des fissurations et une expansion dont l'amplitude peut atteindre 1,5 à 2,5 % dans les conditions « favorables », sans qu'on connaisse actuellement de traitement inhibiteur d'efficacité garantie pour les ouvrages.

Les principaux facteurs connus favorisant ou aggravant les effets de la réaction sont :

- pour la phase de déstabilisation de l'ettringite primaire : l'intensité et la durée de l'élévation de la température (associées à la nature du ciment (teneur en sulfates et aluminates notamment), et aux conditions aux limites thermiques du phénomène d'échauffement) et la quantité d'alcalis,
- pour la phase de néoformation de l'ettringite : la quantité d'eau présente au sein du réseau poreux du matériau, souvent due à un apport d'eau liquide (immersion, intempéries), comme le traduisent les classes « XH » des Recommandations de prévention des désordres dus à la RSI

depth over which corrosion takes place. However, a distinction must be made between formed surfaces on which no fibres are visible and unformed surfaces or angles where the fibres generally daylight. In this case, there are several solutions:

- *the use of stainless steel based mixes, even though they have less resistance and are more expensive (see Monaco TGV high speed train station [CONS,04]),*
- *the addition of a protective coating,*
- *grinding of fibres which can be seen at the surface, particularly in corners.*

4.5. UHPFRCs and the risk of delayed ettringite formation (DEF)

The delayed ettringite formation is a pathology likely to affect certain cementitious materials when that are subjected, at early age, either during setting or subsequently, to heating to a high temperature (about 65 °C and more) for a significant time (several hours to several dozen hours). The damage consists in destabilisation of the primary ettringite during the high temperature phase, followed by remobilisation of the sulphates thus formed to reconstitute a so-called delayed ettringite (without uptake of sulphate ions from the external medium or granulates). The neogenesis of ettringite (which initially seems to diffuse into the cement paste, after which it is mainly observed in the form of ettringite compressed around the aggregate and in cracks) produces considerable swelling pressure inside the hardened material, resulting in cracking and expansion of 1.5 to 2.5% under "favourable" conditions. At present, there is no known inhibition treatment that effectively guarantees protection of the structures.

The main factors known to stimulate or aggravate the effects of the reaction are as follows:

- *For the primary ettringite destabilisation phase: how high and for how long the temperature is raised (related to the type of cement, particularly the sulphate and aluminate content, and the thermal limit conditions) and the quantity of alkalis,*
- *For the ettringite neogenesis phase: the amount of water in the porous network of the material, often due to the presence of liquid water (immersion, bad weather), as specified in the "XH" classes of the Recommendations for the prevention of deterioration due to DEF [LCPC,07a], and the possible leaching of alkalis.*

The high degree of compactness of UHPFRCs related to the use of silica fume, resulting in intense

[LCPC,07a], et la possible lixiviation des alcalins. La forte compacité des BFUP liée à l'utilisation de fumée de silice, induisant une intense auto-dessiccation, la permanence de ciment anhydre, et une très faible perméabilité à l'eau, sont de nature à limiter fortement les risques de RSI et à en ralentir l'éventuel développement. L'effet d'autres additions minérales peut aussi être bénéfique, néanmoins les conditions quantitatives de ces effets favorables (diminution des sulfates et aluminates, modification de la nature et de la texture des hydrates) sont encore mal connues. Les BFUP restent cependant potentiellement sensibles au risque de formation différée d'ettringite dans des pièces immergées, à cause de leur teneur élevée en ciment, de la quantité d'alcalins apportés par les adjuvants, et du traitement thermique éventuellement subi (même si, lorsque celui-ci est appliqué après la prise, les conditions de déstabilisation de l'ettringite primaire semblent modifiées). Pour autant, aucun cas de RSI n'a été actuellement décelé pour des ouvrages en BFUP, y compris sous environnement hydrique sévère.

On pourra donc retenir la démarche de prévention suivante :

1. Limiter la température maximale atteinte au jeune âge, et la durée de la phase d'échauffement, de façon à avoir des pièces « non critiques » au sens des Recommandations de prévention des désordres dus à la RSI [LCPC,07a]. Cet objectif ne demande généralement pas de précautions difficiles à mettre en œuvre ou onéreuses lorsque les pièces concernées sont suffisamment minces. L'objectif est également cohérent avec une attention de toute façon nécessaire à la prévention des effets du retrait thermique empêché, qui passe notamment par l'usage de coffrages appropriés en termes de souplesse et de propriétés d'échange thermique.
2. Si la géométrie ou la destination de l'élément, ou le traitement thermique associé au protocole de fabrication et maturation du BFUP choisi, ne permettent pas d'écarter au cours de la vie de la pièce une température élevée maintenue assez longtemps (par exemple traitement thermique prolongé à une température de l'ordre de 90 °C), le risque de RSI doit être écarté, pour des parties d'ouvrage en contact durable avec l'eau ou soumises à des apports d'eau liquide, en particulier par un choix approprié du liant, sur la base d'une vérification de performance fondée sur la méthode d'essai LPC66 [LCPC,07b].

4.6. Comportement au gel/dégel des BFUP

Des essais de résistance au gel/dégel ont été réalisés sur des BFUP par l'université de Delft [BRAA,06] : des échantillons de différents bétons (un C45, un C105 et 4 BFUP différents dont 2 renforcés avec des fibres métalliques BFUP1 et 2, 1

self-dessication, persistence of anhydrous cement, and very low water permeability, can also considerably reduce the risk of DEF and slow down the development process. The effect of other mineral additions can also be beneficial. However, little is known at present about the quantitative conditions of these positive effects (reduction in sulphates and aluminates, change in the nature and texture of hydrates). Yet UHPFRC remains potentially sensitive to the risk of delayed ettringite formation in immersed elements due to their high cement content, the quantity of alkalis provided by the admixtures and any heat treatment carried out (even if, when the treatment is applied after setting, the stabilisation conditions of the primary ettringite seem to be modified). To the best of our knowledge, however, no case of DEF has currently been detected for UHPFRC structures, including those in harsh aquatic environments.

The following prevention procedure could therefore be adopted:

1. *Limitation of the maximum temperature at early age, and the length of the heating period, so as to obtain "non critical" elements "in the meaning of the Recommendations for the prevention of deterioration due to DEF" [LCPC,07a]. This does not generally involve precautions that are difficult or expensive to implement when the elements concerned are fairly thin. This concern also corresponds to the need to pay particular attention to eliminating the effects of preventing thermal shrinkage which can be achieved by the use of appropriate formwork in terms of flexibility and heat exchange properties.*
2. *If the geometry or purpose of the component, or the heat treatment associated with the batching and maturation protocol of the UHPFRC chosen does not guarantee the absence, during the life cycle of the part, of high temperatures sustained for fairly long periods (for example, prolonged heat treatment at about 90°C), the risk of DEF must be ruled out for those parts of the structure in ongoing contact with water or exposed to liquid water, particularly through an appropriate choice of binder, based on verification of performance using test method LPC66 [LCPC,07b].*

4.6. Freeze/thaw behaviour of UHPFRC

Freeze/thaw resistance tests have been conducted on UHPFRC by the University of Delft ([BRAA,06]. Specimens of different concretes (a C45, a C105 and 4 different UHPFRCs including 2 reinforced with steel fibres, UHPFRC 1 and 2, one with synthetic

avec des fibres synthétiques BFUP3 et un dernier sans fibre BFUP4) ont été soumis à 56 cycles de température de +20°C à -20°C, chaque cycle se déroulant sur une période de 24h. Les pertes de masse des différents matériaux sont présentées dans le tableau 3.7. Chaque valeur représente la moyenne d'au moins 4 échantillons.

Comme pour les indicateurs de durabilité classiques, les BFUP montrent une grande résistance au gel/dégel comparés aux bétons courants et au BHP quelle que soit la nature des fibres utilisées et même sans fibre. Cette résistance peut s'expliquer par la concomitance de plusieurs facteurs favorables :

- la teneur en eau résiduelle des BFUP nulle du fait des très faibles rapports E/C utilisés,
- leurs très faibles propriétés de transfert qui rendent très difficile la pénétration d'eau extérieure,
- et leur grande résistance mécanique .

fibres, UHPFRC 3 and another without fibres, UHPFRC 4) were subjected to fifty-six 24-hour temperatures cycles from +20°C to -20°C. The mass loss of the different materials is given in table 3.7. Each figure corresponds to the average of at least 4 samples.

In addition to having good durability in the usual fields, UHPFRC is also highly resistant to freeze/thaw compared with ordinary concrete and HPC, regardless of the type of fibres used and even when they have no fibres at all. This can be explained by a combination of several positive factors:

- the absence of residual water in UHPFRC due to the very low W/C ratios used,*
- their very low transfer properties which make it very difficult for water to penetrate from the outside,*
- and their high mechanical strength.*

	C45	C105	BFUP 1 UHPFRC 1	BFUP 2 UHPFRC 2	BFUP 3 UHPFRC 3	BFUP 4 UHPFRC 4
Perte de masse (kg/m ²) Loss of mass (kg/m ²)	3,12 – 3,32	0,12	0,004	0,006	0,003	0,007

Tableau 3.7 : perte de masse résultant d'un essai de résistance au gel/dégel [BRAA, 06]

Table 3.7: loss of mass resulting from a freeze/thaw resistance test [BRAA,06]

4.7. Comportement à l'abrasion des BFUP

Des essais CNR ont été menés sur BFUP toujours dans le cas d'une comparaison avec des BO et des BHP. L'essai consiste à comparer l'empreinte formée dans le matériau soumis à un jet de sable projeté avec une pression de 2,5 bars à celle qui se forme sur du verre. Les résultats obtenus sont indiqués dans le tableau 3.8.

	BO OC	BHP HPC	BFUP UHPFRC
Coefficient CNR CNR coefficient	4	2,8	0,8 à 1,3 0,8 to 1,3

Tableau 3.8 : résultat essai d'abrasion [Rapport d'essais de la Compagnie Nationale du Rhône, Laboratoire d'essais Mesures Contrôles, rapport n°94-461]

Table 3.8 : results of abrasion test (test report of Compagnie Nationale du Rhone, measures and controls test laboratory, report n° 94-461)

Là encore la grande résistance mécanique des BFUP leur permet de beaucoup mieux résister à l'essai d'abrasion. Les BFUP ont des caractéristiques proches des bétons d'usure. Ils assurent donc la fonction structurelle et protectrice.

Here again, the high mechanical strength of UHPFRCs makes them much more resistant to abrasion. UHPFRCs have similar properties to wearing surface concretes. They therefore play both a structural and protective role.

4.8. Comportement à haute température

De façon générale, les formulations spécifiques de BFUP permettant d'assurer la résistance à l'incendie comportent des inclusions (généralement des fibres polypropylènes) destinées à éviter les problèmes d'écaillage.

L'annexe 15 présente une synthèse aussi exhaustive que possible des résultats expérimentaux publiés sur les propriétés mécaniques et thermiques à haute température de plusieurs BFUP et leur comportement en situation d'incendie.

Ces essais montrent une diminution de la résistance en compression de l'ordre de 10% à 50% à 600°C et de l'ordre de 80% à 800°C, du même ordre que l'affaiblissement relatif obtenu pour les BHP. La résistance en traction diminue d'environ 40% à 150°C et 55% à 750°C. Les essais peu nombreux réalisés dans le domaine post-fissuration indiquent qu'il n'y aurait plus de résistance en traction post-fissuration au-delà de 450°C. Le module élastique baisse de 50 à 80% à 600°C. Concernant le coefficient de dilatation thermique, les résultats varient en fonction du BFUP utilisé. Certaines formulations ont un coefficient de dilatation thermique qui s'annule et devient négatif à partir de 200°C. D'autres présentent des courbes proches de celle de l'Eurocode 2. Les propriétés thermiques présentées sont uniquement issues de techniques associant des mesures expérimentales transitoires et des calculs par analyse inverse. Les diffusivités thermiques ainsi déterminées sur un BFUP et un BUP (sans fibres métalliques) sont proches des valeurs données par l'Eurocode 2 et le DTU [DTU,93]. L'ensemble de ces travaux permet de donner des éléments pour prédimensionner selon les principes de la norme NF EN 1992-1-2 (hors méthodes tabulées) un ouvrage en BFUP qui fait l'objet de spécifications précises liées au risque incendie. Toutefois, il apparaît nettement que ces propriétés sont fortement dépendantes des matériaux BFUP considérés. Ceci montre l'absolue nécessité, pour valider un dimensionnement final réalisé selon les principes de la NF EN 1992-1-2 (hors méthodes tabulées), de disposer de la caractérisation en température de la formulation retenue pour l'exécution de la structure : conductivité thermique, chaleur spécifique, dilatation, résistance en compression, en traction, module d'Young.... Par ailleurs suivant la structure étudiée, la sensibilité à l'écaillage doit être évaluée par des essais sur des éléments représentatifs (en géométrie et en charge) de la structure réelle.

4.8. Behaviour at high temperature

Generally speaking, the specific mixes of UHPFRC that ensure fire resistance have inclusions (generally polypropylene fibres) designed to avoid spalling.

Annex 15 aims to give an exhaustive summary of the experimental results published on the high temperature mechanical and thermal properties of several UHPFRCs and their fire behaviour.

These tests show a decrease in compressive strength in the order of 10% to 50% at 600°C and in the order of 80% at 800°C, which is similar to the relative reduction obtained for HPCs. The tensile strength decreases by about 40% at 150°C and 55% at 750°C. The handful of tests carried out in the post-cracking field indicates that post-cracking tensile strength would disappear at 450°C. The modulus of elasticity decreases by 50 to 80% at 600°C. The results for the thermal expansion coefficient vary according to the UHPFRC used. Some mixes have a thermal expansion coefficient which is cancelled out and becomes negative at 200°C. Others have similar curves to that of Eurocode 2. The thermal properties presented are solely derived from techniques combining transitory experimental measurements and back analysis calculations. The thermal diffusivity thus determined for a UHPFRC and a UHPC (without steel fibres) is close to that given by Eurocode 2 and the DTU [DTU,93]. All the above provide elements for preliminary design a UHPFRC structure which must conform to detailed specifications relating to fire hazards, according to the principles of standard EN 1992-1-2 (excluding tabulated methods). However, it can be clearly seen that these properties are highly dependent on the UHPFRC materials considered. This shows that in order to validate the final dimensioning according to the principles of EN 1992-1-2 (excluding tabulated methods), the thermal properties of the mix used to build the structure must be known: thermal conductivity, specific heat, expansion, compressive strength, tensile strength, Young's modulus, etc. Depending on the structure studied, the spalling sensitivity must be evaluated by tests conducted on representative components of the real structure (in terms of geometry and loading).

PARTIE 4

Développement durable

Le matériau BFUP peut permettre de répondre aux exigences du développement durable sur plusieurs points :

- **Durabilité (voir chapitre 3):** sa faible porosité est un gage de bonne durabilité comparé aux bétons classiques. Face à un milieu agressif, le BFUP constituera une barrière beaucoup plus efficace que des bétons de moindre résistance. Cela procure donc un avantage indéniable en termes de maintenance et de gêne à l'utilisateur lors des opérations d'entretien. Le bilan global sur toute la vie de l'ouvrage, tant en termes de **coût financier** (coût global) que de **coût environnemental** (analyse cycle de vie) s'en trouvera donc amélioré.
- **Bilan environnemental à la construction** : de par son dosage en ciment plus important, le BFUP présente un bilan intrinsèque par unité de volume en termes d'équivalent CO₂ et d'énergie plus élevé que les bétons classiques. Ainsi pour un bilan a priori, les valeurs suivantes peuvent être utilisées :

	Kg éq CO ₂ / m ³ de matériau mis en œuvre <i>Kg eq CO₂ / m³ of material</i>	Energie/energy MJ/m ³
Etude CERIB <i>CERIB study</i>	974	9,148
[BEHL,07] Etude Ductal® <i>Ductal® study</i>	950 avec fibres revêtues/ <i>with coated fibres</i>	11,488
[BOUH,09] Article Bouhaya, Leroy <i>Bouhaya and Leroy article</i>	1049	7,520
[STEN,08] Article Stengel <i>Stengel article</i>	1350	

La quantité de matériau est en général nettement réduite grâce à de meilleures caractéristiques mécaniques. Pour des structures classiques, type

PART 4

Sustainable development

UHPFRC can help to satisfy sustainability requirements on several points :

- **Durability (see chapter 3):** The very low porosity of UHPFRC is a guarantee of very good durability compared to regular concrete. Submitted to an aggressive environment, UHPFRC will be a much more efficient protection barrier, compared to lower strength concrete. It will consequently provide a decisive advantage by limiting maintenance and user's disturbance. Global analysis on the whole life cycle of the structure will be beneficial, for both economic (global cost analysis) and environmental (life cycle analysis) aspects.
- **Environmental analysis for construction step:** as cement content is higher for UHPFRC than for ordinary concrete, UHPFRC presents intrinsic environmental factors (eq CO₂ or energy) higher than for regular concretes for a given volume. For a preliminary assessment, the values below can be used :

However, the quantity of material is generally reduced significantly, thanks to better mechanical characteristics. For usual structures, such as girder

pont à poutre, la quantité de béton est en général divisée par un facteur de 2,5 à 3. Le bilan à la construction en termes de CO₂ et d'énergie consommée est neutre ou peut se révéler intéressant par rapport à un ouvrage construit en béton classique. L'économie peut être réalisée sur l'élément en BFUP lui-même, ou grâce à l'économie réalisée sur les ouvrages adjacents (ex : piles et culées pour un ouvrage d'art).

Bilan économique à la construction : à quantité équivalente, le coût du matériau est évidemment plus élevé que celui d'un béton classique. Néanmoins, les volumes étant réduits, le coût initial par rapport à un ouvrage équivalent en béton classique est comparable ou légèrement supérieur à celui d'un ouvrage en béton "classique". Les solutions deviennent intéressantes si l'ouvrage permet un gain sur les méthodes d'exécution (gain sur délai d'exécution par exemple). Le coût global du projet peut être avantageux (voir annexe 16 pour des exemples).

Volet social du développement durable : si on évoque le volet social des critères du développement durable, le BFUP offre plusieurs avantages :

- * Emplois : Il requiert une main d'œuvre qualifiée et un savoir-faire indéniable. Il peut donc être générateur d'emplois qualifiés.
- * Architecture : le BFUP permet des formes nouvelles des structures plus élancées.
- * Hygiène et Sécurité : de par son caractère auto-plaçant, il ne requiert en général pas ou très peu de vibration lors de sa mise en œuvre. Les conditions sont donc nettement améliorées pour les travailleurs par rapport aux bétons non auto-plaçants.
- * Protection contre les fibres, et ultrafines : prévoir des protections adéquates, type gant pour les fibres. Masque ou système de ventilation pour se protéger des ultra-fines lors de la fabrication en usine, de même type que pour la fabrication de béton classique.

Nouvelles possibilités de réparation ou renforcement d'ouvrages existants.

Le BFUP peut offrir une solution efficace et élégante pour réparer ou prolonger la durée de vie d'ouvrages endommagés. De nombreux exemples de réparations avec du BFUP existent ([MONO,04], [SALE,06], et [DUCT,99], ...). Le coût environnemental et économique de telles réparations est toujours très intéressant comparé à une démolition et un remplacement.

bridges, the quantity of concrete is generally divided by 2.5 or 3. The global assessment in terms of CO₂ at construction step can thus be similar or slightly better than for a structure built with ordinary concrete. The reduction of CO₂ can come from the UHPFRC element itself or from the adjacent structures (ex: piers, abutment for a bridge).

Cost assessment at construction step: for the same volume, the cost of UHPFRC is much higher than for regular concrete. Nevertheless, as the global volume of material used to build a structure is reduced, the cost can be similar or slightly higher than the cost of a structure built with regular concrete. The structure can become cost efficient if the use of UHPFRC enables a gain on execution methods (gain on construction time for example). The total cost of the project can be advantageous (see annex 16 for examples).

Social aspect of sustainable development : if social criteria of sustainable development are considered, UHPFRC can be beneficial on several aspects :

- * Employment market: the use of UHPFRC requires skilful workers. It can hence generate skilled employment.
- * Architecture: UHPFRC enables new shapes, more slender structures.
- * Safety and workers health: as UHPFRC is a self compacting concrete, it requires generally no vibration or much reduced vibration. It results in better working conditions.
- * Protection against detrimental health effects of fine and ultra-fine additions: adequate protection such as gloves and mask shall be used. For fabrication in precast factories, ventilation system or masks shall be used, as for regular concrete.

New possibilities of repair or retrofitting of existing structures :

The UHPFRC can provide efficient solutions to repair or extend the life of damaged structures. Many examples of reparations with UHPFRC are documented ([MONO,04], [SALE,06], et [DUCT,99], ...). The global environmental and economical cost of such retrofitting processes is always highly attractive compared to demolition and replacement.

CONCLUSIONS PERSPECTIVES

Depuis leur mise au point dans les années 90 et depuis les recommandations provisoires publiées en 2002, les BFUP ont été utilisés dans de nombreux ouvrages, et ont fait l'objet de nombreux travaux de recherche. Ces recommandations font la synthèse de la connaissance acquise grâce à ces travaux de recherche et au retour d'expérience offert par les ouvrages construits en BFUP.

Par rapport à la version de 2002, ces recommandations 2013 ne sont donc plus considérées comme provisoires car les connaissances actuelles et l'expérience acquise ont été jugées beaucoup plus complètes qu'en 2002.

La diversification des formules de BFUP disponibles, la capitalisation des savoir-faire en termes de mise en œuvre, maîtrise du comportement au jeune âge en association avec d'autres matériaux caractérisent également le stade actuel de maturité atteint par la technologie des BFUP.

Parmi les axes de recherche qui restent à explorer pour améliorer encore ces recommandations, nous pouvons mentionner notamment:

- le comportement sismique d'ouvrages en BFUP,
- l'établissement d'une continuité plus claire entre BTHP (béton à très hautes performances), BFM (béton de fibres métalliques) et BFUP,
- le dimensionnement assisté par éléments finis, prenant en compte les non-linéarités du matériau,
- le comportement post-fissuration à très haute température,
- la justification des éléments non structurels en béton à ultra-hautes performances renforcés de fibres organiques

CONCLUSIONS PROSPECTS

Since the first development studies of UHPFRC in the 90's and the Interim recommendations issued in 2002, UHPFRCs have been applied in many structures and many research studies have been carried out. These recommendations make a synthesis of the knowledge gained through these research studies and through the experience brought by the construction of different types of structures built using UHPFRC.

Compared to the 2002 recommendations, these 2013 recommendations are not considered anymore as interim since the current knowledge and the experience gained have been deemed as much more complete than in 2002.

Variety of available UHPFRC mixes and documented skilled experience of UHPFRC casting, early-age control and combination with other materials also characterize the present aged of maturity reached by UHPFRC technology.

Among the remaining research axes that have to be explored to complement these recommendations, we can especially mention :

- *the seismic behaviour of UHPFRC structures,*
- *the assessment of a clearer continuity between very high performance concrete, steel fibre concrete and UHPFRC,*
- *the process of design assisted with finite element models, taking into account the non-linearities of the material,*
- *the post-cracking constitutive laws at high temperature,*
- *the verification of non structural elements made of UHPC reinforced by organic fibres.*

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHY

Principaux congrès/conférences consacrés aux BFUP ou comportant une session sur les BFUP et livres généraux sur les bétons de fibres, les BTHP et les BFUP

Main congress/conferences about UHPFRC or having a UHPFRC session and books on fibres concrete, very high performance concrete and UHPFRC

BHP 1996 : 4th International Symposium on Utilization of high strength/high performance concrete, 29-31 mai, Paris

ROSSI 1998 : Les bétons de fibres métalliques, Presses de l'ENPC, 1998.

BEFIB 2000 : 5th RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC), Lyon, France

SHERBROOKE 2000 : International Symposium on High-Performance and Reactive Powder Concretes, Sherbrooke, Canada, 2000

LEIPZIG 2002 : 6th International Symposium on High Strength/High Performance Concrete, June 10-13, 2002, Leipzig, Germany,

RILEM 2003 : 4th International RILEM Workshop on High Performance Fiber - Reinforced Cement Composites (HPFRCC4)

AVIGNON 2004 : AFGC-fib Symposium 2004 , Concrete Structures, the challenge of creativity, April, 26-28, 2004, Avignon, France.

KASSEL 2004 : International Symposium on Ultra High Performance Concrete, September 13-15, 2004, University of Kassel, Germany

WASHINGTON 2005 : 7th Int. Symp. on Utilization of HSC/HPC, 2005, Washington DC, USA,

RILEM 2006 : RILEM Proceedings PRO 49: International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC) in Structural Applications

RILEM 2007 : Proceedings pro053 : Fifth International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC5)

CONSEC 2007 : Fifth International Conference on Concrete under Severe Conditions Environment and Loading, June 4-6, 2007, Tours, France

KASSEL 2008 : 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete, 5-7 March 2008, University of Kassel, Germany

Journée Technique EFB 2008 : Utilisation des Bétons de Fibres Métalliques (BFM) dans le domaine des structures, éléments structuraux et produits initialement armés ou précontraints, 25 juin , 2008 - Paris.

TOKYO 2008 : 8th International Symposium on HSC/HPC, October 27-29, 2008, Tokyo, Japan.

MARSEILLE 2009 : International workshop : “Designing and Building with UHPFRC : State of the Art and Development”, 17-18 November 2009, Marseille, France.

WASHINGTON 2010 : fib congress. May 29 – June 2, 2010, Washington DC, USA.

PONTS MIXTES ACIER-BETON : Un guide pour des ouvrages innovants – projet national Mikti, 2010, Presses des Ponts

DESIGNING AND BUILDING WITH UHPFRC 2011, TOUTLEMONDE & RESPLENDINO, ISCE-Wiley..

ANN ARBOR 2011 : Conference on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites, June 19-22, 2011, Ann Arbor, Michigan, USA.

KASSEL 2012 : 3rd International Symposium on Ultra High Performance Concrete and Nanotechnology for High Performance Construction Materials (HiPerMat), 7-9 March 2012, University of Kassel, Germany

Thèses **Theses**

[BAB,12d] BABY F. 2012. "Contribution to identification of UHPFRC tensile constitutive behaviour and accounting for structural design (in French: Contribution à l'identification et la prise en compte du comportement en traction des BFUP à l'échelle de la structure)". Dissertation, Paris-Est University, Paris; 2012.

[BEHL,96a] BEHLOUL M., Analyse et Modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra-hautes performances (B.P.R.). Du matériau à la structure. In English: Analysis and modelisation of the behavior of a high performance fiber reinforced cement composite (reactive powder concrete). From the material to the structure. Thèse de l'ENS Cachan, 1996.

[CASA,95] CASANOVA P., Bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure, Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995, ERLPC, OA 20.

[FRAN,12] FRANCISCO P., Déformations différées des Bétons Fibrés à Ultra hautes Performances soumis à un traitement thermique, Thèse de l'ENS Cachan, 2012.

[GOME,12] GOMES RIVALLAIN F., Influence du revêtement sur le comportement en fatigue des dalles orthotropes : étude d'une solution en BFUP, 2012, Thèse de l'Université Paris-Est

[GRAN,06] GRANGER S., Caractérisation expérimentale et modélisation du phénomène d'auto-cicatrisation des fissures dans les bétons, Thèse de l'Ecole Centrale de Nantes, 2006

[HABE, 04] HABEL K., Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) and reinforced concrete, Thèse n°3036 (2006), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

[JUNG,06] JUNGWIRTH J. Zum tragverhalten von zugbeanspruchten bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton, Thèse n°3429 (2006), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

[KAME,07] KAMEN A., Comportement au jeune âge et différé d'un BFUP écrouissant sous les effets thermomécaniques, Thèse n°3827 (2007), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

[LERO, 95] LE ROY R., Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances – Etude paramétrique en fonction de la formulation – Proposition de modèles simplifiés, Thèse de doctorat de l'ENPC, 19 sep. 1995, Paris, 377p.

[LEUT,07] LEUTBECHER T. Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC), Thèse novembre 2007, Thèse de l'Université de Kassel.

[LOUK,96a] LOUKILI A., Etude du retrait et du fluage de bétons à ultra-hautes performances, Thèse de l'Ecole Centrale de Nantes, 1996.

[MARK,06] MARKOVIC I., High-performance hybrid-fibre concrete, Development and utilisation, Thèse de l'Université Technique de Delft, 211, 2006

[MATT,99a] V. MATTE « Durabilité des bétons à ultra hautes performances : rôle de la matrice cimentaire » Thèse de doctorat en Génie Civil, ENS Cachan, Université de Sherbrooke, 1999.

[MIND,09] MINDEGUIA J.C., Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons, 2009, Thèse de l'Université de Pau et des Pays de l'Adour

[MISS,11] MISSEMER L., Etude du comportement sous très hautes températures des Bétons Fibrés à Ultra Performances : application au BCP, 2011, Thèse de l'Université Joseph Fourier de Grenoble

[MORE,13] MOREILLON L. Shear and punching shear behaviour of structural element in high performance fibre reinforced concrete, Ph D thesis, Université Paris-Est – Ecole des Ponts, 2013,

[PARA,03] PARANT E., Mécanismes d'endommagement et comportements mécaniques d'un composite cimentaire fibré multi-échelles sous sollicitations sévères : fatigue, choc, corrosion. Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2003.

[REDA,09] REDAELLI D., Comportement et modélisation des éléments de structure en Béton Fibré à Ultra-Hautes Performances avec armatures passives, Thèse n°4298 (2009), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

[SERC, 98] SERCOMBE J., Modélisation du comportement du béton en dynamique rapide. Application au calcul des conteneurs à haute intégrité, Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1997. Publiée dans la collection études et recherches des LPC, série Ouvrages d'Art, OA 30, décembre 1998. 284 pages, 200 réf., résumé anglais.

[SPAS, 08] SPASOJEVIC A., Structural implications of ultra-high performance fibre-reinforced concrete in bridge design, Thèse n°4051 (2008), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Guides, recommandations, normes, codes de calcul
Guidelines, recommendations, standards, design codes

[AFGC,02] RESPLENDINO J., PETITJEAN J, Recommandations provisoires BFUP v 2002, AFGC-BFUP

[AFRE, 95] AFREM – BFM, Recommandations sur les méthodes de dimensionnement, les essais de caractérisation, de convenance et de contrôle. Eléments de structures fonctionnant comme des poutres, décembre 1995

[BAEL,99] BAEL 91 révisé 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Fasc. 62 (Titre premier, section 1 du CCTG), avril 1999.

[BARO,04] « Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages : Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction - Etat de l'art et Guide pour la mise en œuvre d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité » sous la direction de V. BAROGHEL-BOUNY, presses AFGC, 2004. English version in 2007.

[BPEL,99] BPEL 91 révisé 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, Fasc. 62 (Titre premier, section 2 du CCTG), avril 1999.

[CEB,90] CEB-FIP Model Code, 1993.

[CEB,10] CEB-FIP Model Code, 2010.

[DTU,93] « Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton », DTU P 92-701, AFNOR.

[EC2-1] NF-EN1992-1-1, Calcul des structures en béton, Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.

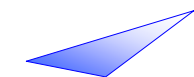
[EC2-2] NF-EN1992-2, Calcul des structures en béton, Partie 2 : Ponts en béton - Calcul et dispositions constructives.

[ETAG,02] ETAG013, Guideline for European Technical Approval of Post-tensioning kits for prestressing of structures, EOTA, June 2002.

[GRAN,07] : GranDuBé : Grandeurs associées à la Durabilité des Bétons, Ed. AFGC-Presses des Ponts, mai 2007

[JSCE, 04] : « Recommendation for designed and construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structure », Japan Society of Civil Engineers, 2004

[LCPC,07a] [1] Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne, guide technique, LCPC, août 2007.



[LCPC,07b] Réactivité d'un béton vis-à-vis d'une réaction sulfatique interne. Essai de performance, Méthode d'essai des LPC n°66, LCPC, septembre 2007

[LCPC,10] Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton - Application de l'approche performantielle - Recommandations provisoires - LCPC - Mars 2010- Collection Guide technique

[RILE,00] RILEM, TC 162-TDF : Test and design methods for steel reinforced concrete - Recommendations : σ - ϵ Design method, *Materials and Structures*, vol. 33, mars 2000, pp. 75-81.

Ouvrages en BFUP **Structures made with UHPFRC**

[ADE,98] ADELINE R., CHEYREZY M., La passerelle de Sherbrooke : premier ouvrage d'art en BPR / The Sherbrooke footbridge : the first RPC structure, in *La technique française du Béton*, AFPC-AFREM, XIII^e congrès de la FIP, Amsterdam 1998, pp. 343-348.

[BEHL,03] BEHLOUL M., LEE K.C., Ductal® Seonyu footbridge, *Structural Concrete*, 2003 n°4.

[BIRE,98] BIRELLI G., CHAUVEL D., DUGAT J., ADELINE R., BEKAERT A., Industrialisation du BPR. Utilisation dans les réfrigérants à courants croisés et premières règles de calcul / RPC Industrialization. Using in cross flow air cooling towers and first design rules, in *La technique française du Béton*, AFPC-AFREM, XIII^e congrès de la FIP, Amsterdam 1998, pp. 203-213.

[CONS,04] « Des qualités esthétiques indéniables pour des bétons ultra performants » *Construction moderne*, Annuel Ouvrages d'Art 2004, p17-24

[CORV,12] CORVEZ D., MAZZACANE P., « Material performance on two large projects : Jean-Bouin stadium and MUCEM museum », *Proceedings of HIPERMAT 2012*, Kassel, Contribution 1198

[DELP,12] DELPLACE G., HAJAR Z., SIMON A., « Precast thin shells made of UHPFRC for a large roof in a wastewater treatment plant near Paris » *Proceedings of HIPERMAT 2012*, Kassel, Contribution 1225

[DUCT,99] Plaques d'ancrage à la réunion, <http://www.ductal-lafarge.fr/wps/portal/Ductal/ApplicationsAndReferences/Structures>

[HAJA, 04] HAJAR Z., SIMON A., Construction of an Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete thin shell structure over the Millau Viaduct toll-gates, *fib Symposium 2004*, 26-28 April 2004, Avignon

[HAJA,11] HAJAR Z., NOVARIN M., SIMON A., THIBAUT T., CHANUT S., SALE R.G., « ITE® beams, a Cost-effective Enduring Alternative to Filler-beam Decks », *Designing and Building with UHPFRC*, State of the art and Developpement, Wiley, p235, 2011

[MONO,04] MONOD B. et al., Deux restaurations d'ouvrages de montagne par l'utilisation de BSI®-CERACEM, *Travaux*, novembre 2004

[RESP,06] RESPLENDINO J., BOUTEILLE S., « Construction de deux ponts routiers en béton fibré ultra performant (BFUP), *Bulletin Ouvrages d'Art* n° 53, Sétra, novembre 2006, p2

[SALE,06] Renforcement du pont sur l'Huisne au Mans, René Gérard Salé, *Revue Travaux*, mai 2006

Articles about material characteristics

Articles sur les caractéristiques du matériau

[BOUA,98] BOUAFIA, FOURE, KACHI – « Relation effort-ouverture des fissures dans le cas du béton armé de fibres d'acier », *Annales du bâtiment et des travaux publics*, p. 5-14, Avril 1998.

[BEH,96b] BEHLOUL M., BERNIER G., CHEYREZY M., Tensile Behavior of Reactive Powder Concrete (RPC), *Proc. of the 4th Int. Symp. on utilization of HSC/HPC*, BHP'96, Paris, Presses de l'ENPC, vol. 3, pp. 1375-1381.

[BONN,97] BONNEAU O., LACHEMI M. et al., Mechanical Properties and Durability of Two Industrial Reactive Powder Concretes, *ACI Materials Journal*, vol. 94 n° 4, Jul.-Aug., pp. 286-290.

- [BOUA,98] BOUASIA Y., FOURE B., CACHI M.S., relation effort-ouverture de fissure dans le cas du béton armé de fibres d'acier, Annales du Bâtiment et des Travaux Publics, Avril 98, pp. 5-14
- [CHAN,99a] CHANVILLARD G., Caractérisation des performances d'un béton renforcé de fibres à partir d'un essai de flexion – partie 1 : De la subjectivité des indices de ténacité, Journal de la RILEM, Matériaux et Constructions, 32, pp. 418-426
- [CHAN,99b] CHANVILLARD G., Caractérisation des performances d'un béton renforcé de fibres à partir d'un essai de flexion – partie 2 : Identification d'une loi de comportement intrinsèque en traction, Journal de la RILEM, Matériaux et Constructions, 32, pp. 601-605
- [CHAN,00] CHANVILLARD G., Characterisation of fibre reinforced concrete mechanical properties : a review, conférence plénière, Fifth International Rilem Symposium on Fibre Reinforced Concretes, BEFIB'2000, Ed. P. Rossi and G. Chanvillard, Lyon, pp. 29-50
- [CHEY,98] CHEYREZY M., ROUX N., BEHLOUL M., RESSICAUD A., DEMONTE A., Bond strength of Reactive Powder Concrete, FIP98, Amsterdam, 23-29 Mai 1998 proceedings vol. 1, pp. 65-68.
- [CHEY,95] CHEYREZY M., MARET V., FROUIN L., Microstructural Analysis of Reactive Powder Concrete, Cement and Concrete Research, vol. 25 n°7, pp. 1491-1500.
- [DEST,98] DESTREE X., Planchers structurels en béton de fibres : justification du modèle de calcul, 3ème Colloque Francophone Les bétons renforcés de fibres métalliques, Québec, Canada, pp. 19-30
- [DUG,96] DUGAT J., ROUX N., BERNIER G., Mechanical Properties of Reactive Powder Concrete, Materials and Structures, vol. 29 n° 188, pp. 233-240.
- [DUTA,98] DUTALLOIR F., THIBAUX T., CADORET G., BIRELLI G. , Un nouveau béton très hautes performances : le BSI – Première application industrielle / B.S.I. : A new, very high performance concrete. Initial industrial application, in La technique française du Béton, AFPC-AFREM, XIII° congrès de la FIP, Amsterdam 1998, pp. 25-32.
- [FOUR, 96] FOURE B. Empirical constitutive law for concrete in compression and extrapolation to very high strength concrete – 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Paris, mai 1996 ; Proceedings volume 2, pp. 663-668.
- [GRANJ, 00] GRANJU J.-L. et coll., Delayed behaviour of cracked SFRC beams, Fibre-Reinforced Concretes BEFIB'2000, Proc. of the 5th Int. RILEM Symp., Lyon (France), PRO 15, Rossi & Chanvillard eds, RILEM publications, pp. 511-520.
- [GRAY, 06a] GRAYBEAL B.. "Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete," Federal Highway Administration, Report No, FHWA-HRT-06-103, August 2006
- [LOUK,95] LOUKILI A., RICHARD P., Creep and Shrinkage of Ultra High-Performance Steel Fibre Reinforced Concrete, Concrete under Severe Conditions : Environment and Loading, Proc. of the Int. Conf. CONSEC'95, Sapporo , Japan, E&FN SPON, vol. 2, pp. 1553-1559.
- [LOUK,96b] LOUKILI A., ROUX N., ARLOT D., FEYLESSOUFI A., Effects of a High Reduction in the Initial Water Content in Cement Based Matrices, Proc. of the 4th Int. Symp. on utilization of HSC/HPC, BHP'96, Paris, Presses de l'ENPC, vol. 3, pp. 1367-1373.
- [REBE, 08] REBENTROST M., WIGHT G. (2008) Behaviour and Resistance of Ultra High Performance Concrete to Blast effects, 2nd Int. Symp. on Ultra-High Performance Concrete, Kassel, 5-7 Mars, E. Fehling et al. eds, pp. 735-742.
- [REBE, 10] REBENTROST M., WIGHT G. (2010) Investigation of UHPFRC slabs under blast loads, 24th chapter of the book Designing and Building with UHPFRC. State of the art and development, © ISTE Ltd, F. Toutlemonde & J. Resplendino eds, pp. 363-376.
- [RICH,94] RICHARD P., CHEYREZY M., Reactive Powder Concrete with High Ductility and 200-800 MPa Compressive Strength, ACI SP-144, pp 507-18

[ROSS,02] ROSSI P., High Performance Multimodal Fiber Reinforced Cement Composites (HPMFRCC): the LCPC experience, *ACI Materials Journal*, vol. 94 n° 6, Nov.-Dec. 2002, pp. 478-483.

[SERC, 98b] SERCOMBE J., TOUTLEMONDE F., TORRENTI J.-M., Modelling of the Impact Performance of Concrete Containers for Carrying Radioactive Materials, 2nd International Conference on Concrete under Severe Conditions : Environment and Loading, CONSEC'98, Tromsø, Norvège, 21-24 June 1998, Proceedings edited by Gjorv, Sakai & Banthia, E&FN SPON, vol. III, pp.1665-1674.

[TORR, 96] TORRENTI J.-M., MATTE V., MARET V., RICHET C., High Integrity Containers for Interim Storage of Nuclear Wastes using Reactive Powder Concrete, Proc. of the 4th Int. Symp. on utilization of HSC/HPC, BHP'96, Paris, Presses de l'ENPC, vol. 3, pp. 1407-1413.

[TOUT, 98-a] TOUTLEMONDE F., BOULAY C., SERCOMBE J., LE MAOU F., RENWEZ S., ADELINE R., Characterization of Reactive Powder Concrete (RPC) in Direct Tension at Medium to High Loading Rates, 2nd International Conference on Concrete under Severe Conditions : Environment and Loading, CONSEC'98, Tromsø, Norvège, 21-24 June 1998, Proceedings edited by Gjorv, Sakai & Banthia, E&FN SPON, vol. II, pp. 887-896.

[TOUT, 98-b] TOUTLEMONDE F., SERCOMBE J., Dimensionnement de conteneurs en béton de fibres vis-à-vis des chocs / Design of fibre reinforced concrete containers to ensure impact performance, in La technique française du Béton, AFPC-AFREM, XIII^e congrès de la FIP, Amsterdam 1998, pp. 33-38.

[TOUT,99] TOUTLEMONDE F., SERCOMBE J., TORRENTI J.-M., ADELINE R., Développement d'un conteneur pour l'entreposage de déchets nucléaires : résistance au choc, *Revue Française de Génie Civil*, vol.3, n°7-8/1999, p.729-756

[TOUT, 09] TOUTLEMONDE F., GARY G. (2009) Dynamic Behavior of Concrete: Experimental Aspects, 1st chapter of the book edited by Jacky Mazars and Alain Millard, *Dynamic Behavior of Concrete and Seismic Engineering*, © ISTE Ltd, pp. 1-54.

[TOUT, 10] TOUTLEMONDE F. (2010) UHPFRC (Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete). Implementation, mechanical behavior and physical properties, design and potential protective applications, 1st Franco-American Symposium on Infrastructure Security, November 3-4, Troyes, France.

[ZANN,96] ZANNI H., CHEYREZY M. et al., Investigation of Hydration and Pozzolanic Reaction in Reactive Powder Concrete (RPC) using ²⁹Si NMR, *Cement and Concrete Research*, vol. 26 n° 1, pp. 93-100.

Articles sur l'analyse structurelle *Articles about structural analysis*

[BABY,10] BABY F., BILLO J., RENAUD J.-C., MASSOTTE C., MARCHAND P., TOUTLEMONDE F., SIMON A., LUSSOU P. (2010) Shear resistance of ultra-high performance fibre-reinforced concrete I-beams, *FraMCoS7*, B.H.Oh et al. eds, Jeju, Korea, May 23-28, pp. 1411-1417

[BABY,12a] BABY F., GRAYBEAL B., MARCHAND P., TOUTLEMONDE F. 2012. "A proposed Flexural Test Method and Associated Inverse Analysis for UHPFRC", *ACI Materials Journal*, Vol.109 (5), pp.545-555.

[BABY,12b] BABY F., GRAYBEAL B., MARCHAND P., TOUTLEMONDE F. 2012. "UHPFRC tensile behavior characterization: inverse analysis of four-point bending test results", *Materials and Structures*, DOI 10.1617/s11527-012-9977-0, 18 pp.

[BAB,12c] BABY F., BILLO J., RENAUD J.-C., MASSOTTE C., MARCHAND P., TOUTLEMONDE F. 2012. "Ultimate Shear Strength of Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete Beams". In: Kassel international conference, HIPERMAT, March 7-9, p 8.

[FRET,12] FRETTLORH B., CORVEZ D., CHATOUX E., REINECK H., Tests on the Flexural Tensile Strength of a UHPFRC subjected to Cycling and Reversed Loading; Proceedings of HIPERMAT 2012, Kassel, Contribution 1180.

[GANZ, 97] GANZ H. R., ADELIN R., Mini-Anchorage for Reactive Powder Concrete, f.i.p. Int. Conf. on New Technologies in Structural Engineering, Lisbon, July, 1997

[GRAY, 06b] GRAYBEAL, B. . "Structural Behavior of Ultra-High Performance Concrete Prestressed I-Girders" Federal Highway Administration, Report No, FHWA-HRT-06-115, August 2006.

[GRAY, 06c] GRAYBEAL, B. "Practical Means for Determination of the Tensile Behavior of Ultra-High Performance Concrete", Journal of ASTM International, Vol. 3 (8), ASTM International, West Conshohocken, PA, 9 pages.

[GRAY, 10a] GRAYBEAL, B. "UHPC in the US Highway Infrastructure", Designing and Building with UHPFRC: State of the Art and Development, ISTE-Wiley, pp. 221-234. 2010

[GRAY, 10b] GRAYBEAL, B. "Simultaneous Structural and Environmental Loading of an Ultra-High Performance Concrete Component", Report No, PB2010-110331, National Technical Information Service, Springfield, VA. 2010

[HOTA,97] HOTA S., NAAMAN A. E., Bond stress-slip response of reinforcing bars embedded in FRC matrices under monotonic and cyclic loading, ACI Structural Journal, vol. 94 n° 5, sept-oct., pp. 525-537

[RESP,00] RESPLENDINO J., Utilisation de béton fibre ultra-performant pour la réalisation de deux ouvrages routiers, Séminaire RILEM, Paris, 14 septembre 2000.

[RIG,11] RIGAUD, S., CHANVILLARD, G., CHEN, J. J., 2011, "Characterization of bending and tensile behaviors of ultra-high performance concrete containing glass fibers," Proceedings of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 6, Ann Arbor, MI, USA.

[STUR,12] STÜRWARD S., FEHLING E. Design of reinforced UHPFRC in Flexure, Proceedings of HIPERMAT 2012, Kassel, Contribution 1266.

[TOUT,07] TOUTLEMONDE F., RENAUD J.-C., LAUVIN L., BEHLOUL M., SIMON A., VILDAER S. (2007) Testing and analysing innovative design of UHPFRC anchor blocks for posttensioning tendons, 6th int. conf. On Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FRAMCOS-6, Catania (Italy), 17-22 June, Carpinteri et al. (eds), Taylor & Francis, vol. 2 Design, Assessment and Retrofitting of RC Structures, pp. 1193-1201.

Articles relatifs à la durabilité et aux impacts environnementaux **Articles about durability and environmental impacts**

[BELH,02] M. BELHOUL, G. CHANVILLARD, P. CASANOVA, G. ORANGE "Fire resistance of Ductal® Ultra High Performance Concrete" Proceedings of the first fib congress, Osaka, 2002

[BEHL,07] BEHLOUL M., Ductal® Technology, Dundee 2007

[BOUH,09] BOUHAYA L., LE ROY R., FERRAILLE A., Simplified Environmental Study on Innovative Bridge Structure, , Environmental Science and Technology / Vol 43, n°6, 2009

[BRAA, 06] BRAAM C.R. , INNOCONCRETE report, Eureka project, freeze-thaw resistance, 2006

[CHEF,07] DE CHEFDEBIEN A., ROBERT F., COLLIGNON C., « Performance of ultra high strength concrete subjected to fire » Proceedings of the 5th International Conference on Concrete Under severe Conditions Environment and Loadings, pp1649, 2007

[CHEF,08] DE CHEFDEBIEN A. et ROBERT F., « Mechanical properties of ultra high performance fibre reinforced concrete at high temperature », 7th International Congress "Concrete: Construction's Sustainable Option", Dundee, Ecosse, Juillet 2008

[FARM,95] FARMER R. « Leaching of admixtures from concrete using data from British Standard 6920 » European Ready Mixed Concrete Congress, Istanbul, June 95, pp 544-546.

- [HANN,98] HANNANT D.J., « Durability of polypropylene fibers in portland cement-based composites : eighteen years of data », Cement and Concrete Research, vol. 28, n° 12, pp. 1809-1817, 1998.
- [LONG,02] LONG G., WANG X. et XIE Y (2002) Very high performance concrete with ultrafine powders. Cement and Concrete Research, vol. 32, pp. 601-605.
- [MADE,95] MADER U., « Leaching of admixtures from concrete demolition material », European Ready Mixed Concrete Congress, Istanbul, June 95, pp 164-175
- [MATT,99b] MATTE V., MORANVILLE M. « Durability of reactive powder composites : influence of silica fume on the leaching properties of very low water/binder pastes », Cement and concrete composites 21, 1999, 1-9.
- [MIND,06] MINDEGUIA J.C., DHIERSAT M., SIMON A., PIMIENTA P., « Behaviour of the UHPFRC BSI© at high temperature” SIF’06, Portugal, Aveiro
- [MIND,07] MINDEGUIA J.C., PIMIENTA P., SIMON A., ATIF N., “Experimental and numerical study of an UHPFRC at very high temperature », CONSE’07 Tours, France.
- [POLL,97] B. POLLET, B. GERMANEAU, C. DEFOSSE, « Fixation des adjuvants de type polynaphtalène ou polyméamine sulfonate dans les mortiers et bétons » Materials and Structures, Vol 30, 1997, pp627-630.
- [RILE,00] RILEM DRAFT Recommendations Committee TC129 « Test Methods for Mechanical Properties of concrete at high temperatures-part 3 compressive strength, tensile strength”
- [ROUG,04] P. ROUGEAU et B. BORYS Ultra High Performance Concrete with ultrafine particles other than silica fume. Conférence Internationale de Kassel, 2004.
- [ROUX,96a] ROUX N., ANRADE C., SANJUAN M.A., « Caractérisation de la durabilité des BPR fibrés et non fibrés », 2ème Colloque International Francophone sur les bétons Renforcés de Fibres Métalliques, Toulouse, 1996, pp 241-252.
- [ROUX,96b] ROUX N., ANDRADE C., SANJUAN M.A., « Experimental Study of Durability of Reactive Powder Concretes » Journal of Materials in Civil Engineering, Feb 1996 / 1.
- [STEN,08] STENGEL T., SCHIESSL P., Sustainable Construction with UHPC – from life cycle inventory data collection to environmental impact assessment, Kassel 2008.
- [TANA,10] TANAKA Y., MUSH H., TANAKA S., ISHIDA M., « Durability performance of UFC Sakatamira footbridge under sea environment », proceedings of FraMCoS-7, May 23-28, 2010, p1648.
- [TOUT,11] « Designing and building with UHPFRC : state of the art and development » sous la direction de F. TOUTLEMONDE et J. RESPLENDINO, ed. ISTE and WILEY, 2011.
- [VERN,99] C. VERNET « Projet REACTIF bétons ductiles 97 T 0087. Durabilité des bétons du type Ductal®. Synthèse globale. Rapport interne du 06/12/99.
- [VERN,00a] C. VERNET, J. LUKASIK, E. PRAT « Nanostructure, porosity, permeability and diffusivity of UHPC », International symposium on high-performance and reactive powder concretes, Sherbrooke (Canada), August 2000.
- [VERN,00b] C. VERNET, Micheline MORANVILLE, Marcel CHEYREZY, « Ultra-high Durability Concretes. Chemistry and microstructure. » International Symposium on High Performance Concrete, Hong Kong, Dec. 10-15, 2000.
- [ZHAN,93] M. ZHANG et al, « Dégradation et migration d’adjuvants des matériaux à base de ciment » Journal Français d’Hydrologie, 24 (2) 1993, pp 155-171.

ANNEXE 1

Obtention des valeurs caractéristiques

1. Principe

La valeur caractéristique d'un paramètre, correspondant, au sens de ce document à une probabilité de dépassement de 95%, peut être obtenue en utilisant la loi de Student-Fisher avec une probabilité de non réalisation inférieure à 5% [AFRE,95].

Dans ce cas :

Valeur caractéristique = valeur moyenne – Coefficient de Student x Ecart type

ANNEX 1

Determination of characteristic values

1. Principle

The characteristic value of a parameter, which corresponds, in all this document, to a probability of exceedance equal to 95%, can be obtained using the Student-fisher law with a probability of non occurrence of less than 5% [AFRE,95].

In this case:

Characteristic value = Mean value – Student coefficient x Standard deviation

Nombre de resultats expérimentaux <i>Number of experimental results</i>	Coefficient de Student <i>Student coefficient</i>
3	2.920
4	2.353
5	2.132
6	2.015
7	1.943
8	1.895
9	1.860
10	1.833
11	1.812
12	1.796

Pour l'obtention de courbes caractéristiques, l'analyse citée ci-dessus doit être réalisée point par point et non sur l'intégrale de la courbe (approche énergétique).

To determine characteristic curves, a point by point analysis, as described above, must be used, and not an analysis on integral (energy approach).

ANNEXE 2

Comportement en compression

Résistance

Module d'élasticité

PARTIE A : Recommandations sur les essais de compression

1. Caractéristiques des éprouvettes

Les éprouvettes utilisées pour les essais de compression (évaluation de la résistance ou évaluation du module) doivent respecter les critères suivants :

* L'éprouvette de référence est le cylindre moulé de dimensions $\varnothing 11 \times 22$ cm. Les essais peuvent être réalisés sur des cylindres d'autres dimensions, ou sur des cubes, moyennant l'identification, dès les épreuves d'étude ou dans la carte d'identité du BFUP, du coefficient de passage par rapport à la valeur déterminée sur éprouvette de référence

* La plus petite dimension ϕ des éprouvettes doit vérifier $\phi \geq 5 l_f$ ou $\phi \geq 6 D_{max}$ (l_f étant la longueur des fibres et D_{max} la dimension du plus gros granulat)

* Les éprouvettes doivent satisfaire aux exigences des normes EN12390-1, EN12390-2 et EN12390-3. On remarquera que pour les éprouvettes de dimension $\varnothing 7 \times 14$ cm, hors du champ habituel des dimensions utilisées, l'annexe B de l'EN12390-3 s'applique.

* Compte tenu des résistances élevées attendues, un surfacage au lapidaire est indispensable pour effectuer les essais, et celui-ci doit faire l'objet d'un soin particulier.

2. Détermination de la résistance en compression

Les essais sont effectués de la manière suivante :

* La presse est pilotée en force (ou éventuellement en déplacement si l'on souhaite déterminer le comportement post-pic).

* La vitesse de mise en charge est comprise entre 0,2 et 1 MPa/s.

* Les faciès de rupture doivent être conformes à la figure 3 de la norme EN12390-3.

* Pour un prélèvement ou une gâchée, la

ANNEX 2

Compressive behaviour

Compressive strength

Modulus of elasticity

PART A: Recommendations concerning compression tests

1. Characteristics of specimens

The specimens used for the compression tests (to determine the compressive strength or modulus of elasticity) must respect the following criteria:

* The reference specimen is a $\varnothing 11 \times 22$ cm cast cylinder. The tests can be carried out on cylinders of other dimensions or on cubes, provided the conversion factor in relation to the value determined on the reference specimen has been identified during the design tests or in the UHPFRC technical description.

* The smallest dimension ϕ of the specimens must verify $\phi \geq 5 l_f$ or $\phi \geq 6 D_{max}$ (l_f being the length of the fibres and D_{max} the maximum aggregate size)

* The specimens must satisfy the requirements of standards EN12390-1, EN12390-2 and EN12390-3. It should be noted that for specimens of dimension $\varnothing 7 \times 14$ cm, which is outside the usual field of dimensions used, annex B of EN12390-3 applies.

* Given the high strength values expected, the surface of the test specimens needs to be carefully flat-ground to carry out the tests correctly.

2. Determination of the compressive strength

The tests are carried out as follows:

* The compression test is carried out at a constant loading rate. If the post-peak behaviour has to be determined, displacement control is applied.

* The loading rate ranges between 0.2 and 1 MPa/s.

* The fracture surface must be consistent with figure 3 of standard EN12390-3.

* For a sample or for a batch, the average strength is obtained by determining the average of a minimum of 3 specimens.

* The characteristic value f_{ck} of the compressive

détermination d'une valeur moyenne de résistance est obtenue comme la moyenne d'un minimum de 3 éprouvettes

* La détermination de la valeur caractéristique f_{ck} de la résistance à la compression est obtenue selon la méthode préconisée dans l'annexe 1.

3. Détermination du module d'Young

Avant l'essai de détermination du module d'Young, il convient de déterminer la résistance moyenne f_{cm} du béton considéré grâce à trois essais à rupture.

Les essais sont effectués de la manière suivante :

- * Les mesures de déformations sont réalisées au moyen d'extensomètres, en nombre supérieur à trois, et disposés de manière symétrique sur l'éprouvette (horizontalement et verticalement).
- * La précision et l'étalonnage des extensomètres doit garantir une erreur absolue inférieure à 5 $\mu\text{m/m}$.
- * La base de mesure des déformations est comprise entre 0,5 et 1,1 fois le diamètre de l'éprouvette.
- * On réalise plusieurs cycles de chargement.
- * La valeur maximum atteinte lors des cycles ne doit pas dépasser 0,3 f_{cm} .

PARTIE B : Comportement post-pic en compression – détermination de la courbe à partir des principales caractéristiques

Cette partie se propose de donner une loi moyenne de comportement en compression incluant la partie post-pic, en se basant sur [FOUR, 96], à partir de la seule connaissance de la résistance f_{cm} , du module E_{cm} , et de la valeur moyenne de résistance en traction post-fissuration.

On commence par définir l'abscisse ε_{c1} du pic de contrainte f_{cm} , sans prendre en compte l'effet (favorable) de confinement apporté par les fibres.

$$\varepsilon_{c1} = \left[1 + 0,16 \frac{k_0}{f_{cm}^2 + 800} \right] \frac{f_{cm}^{2/3}}{k_0}$$

Où f_{cm} est exprimé en MPa et où k_0 est le facteur liant la résistance en compression f_{cm} au module E_{cm} par la relation :

strength is obtained using the method recommended in annex 1.

3. Determination of the Young's modulus

Before carrying out the test to determine the Young's modulus, the average strength f_{cm} of the concrete considered must be determined using three compression tests up to failure.

The tests are carried out as follows:

- * The strain measurements are carried out using a minimum of three strain gauges placed symmetrically on the specimen (horizontally and vertically).
- * The precision and calibration of the strain gauges must guarantee an absolute error of less than 5 $\mu\text{m/m}$.
- * The strain gauge length ranges between 0.5 and 1.1 times the diameter of the specimen.
- * Several loading cycles are carried out.
- * The maximum value attained during the cycles must not exceed 0.3 f_{cm} .

PART B: Post-peak compressive design law – determination of the curve according to main characteristics

This part is aimed at describing the average compressive design law including the post-peak response, based on [FOUR, 96] when only the compressive strength f_{cm} , the modulus E_{cm} and the mean post-cracking tensile strength are known.

The abscissa ε_{c1} of the stress peak f_{cm} is first defined without taking into account the (favourable) effect of confinement brought by the fibres.

Where f_{cm} is expressed in MPa and k_0 is the factor that links the compressive strength f_{cm} to the modulus E_{cm} by the following relationship:

$$E_{cm} = k_0 f_{cm}^{1/3}$$

L'abscisse ε_{c2} correspondant à une contrainte de 0,7 f_{cm} sur la branche descendante est égale à :

The abscissa ε_{c2} corresponding to a stress of 0.7 f_{cm} on the descending branch is equal to:

$$\varepsilon_{c2} = \left[1 + \frac{20}{f_{cm}} \right] \cdot \varepsilon_{c1}$$

En prenant en compte l'effet de confinement apporté par les fibres, ces expressions deviennent :

Taking the confinement effect brought by the fibres into account, these expressions become:

$$\varepsilon_{c1,f} = \left[1 + 4 \frac{f_{ctfm}}{f_{cm}} \right] \cdot \varepsilon_{c1}$$

$$\varepsilon_{c2,f} = \left[1 + 15 \frac{f_{ctfm}}{f_{cm}} \right] \cdot \varepsilon_{c2}$$

La loi analytique peut ensuite être obtenue en se basant sur la loi de Popovics.

The analytical law can then be obtained using the Popovics curve.

En posant :

If:

$$x = \varepsilon / \varepsilon_{c1,f}$$

$$x = \varepsilon' / \varepsilon_{c1,f}$$

$$y = \sigma / f_{cm}$$

$$y = \sigma' / f_{cm}$$

$$X = \varepsilon_{c2,f} / \varepsilon_{c1,f}$$

$$X = \varepsilon_{c2,f} / \varepsilon_{c1,f}$$

La loi est la suivante :

The law is as follows:

$$y = \frac{\eta \cdot x}{\eta - 1 + x^{\eta}}$$

Avec

Where

$$\eta = k / (k - 1)$$

$$\eta = k / (k - 1)$$

$$k = E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1,f} / f_{cm}$$

$$k = E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1,f} / f_{cm}$$

$\varphi = 1$ dans la branche croissante

$\varphi = 1$ in the rising branch

$\varphi = \ln(1 - \eta + \eta X / 0.7) / (\eta \cdot \ln X)$ dans la branche décroissante pour obtenir $y = 0.7$ en $x = X$.

$\varphi = \ln(1 - \eta + \eta X / 0.7) / (\eta \cdot \ln X)$ in the descending branch to obtain $y = 0.7$ in $x = X$.

PARTIE C : Exemples

PART C: Examples

Introduction

On présente à titre d'exemple les résultats d'essais de compression obtenus sur des éprouvettes en Ductal® de dimensions Ø7 x 14 cm. La campagne a été réalisée en 1996 lors du chantier sur les aéro-réfrigérants de la centrale nucléaire de Cattenom

Introduction

The results of compression tests obtained on 7 x 14 cm Ductal® specimens are given by way of example. The tests were conducted in 1996 during retrofitting of the cooling tower of the Cattenom nuclear power plant (precast girders).

(réalisation de poutrelles préfabriquées).

1. Exploitation des résultats d'essais

La figure 1 présente, à titre d'exemple, les résultats obtenus avec le Ductal® comparés à la courbe théorique obtenue avec la méthode fournie ci-dessus (avec $f_{cm} = 220$ MPa, $E_{cm} = 61000$ MPa et $f_{ctfm} = 7,6$ MPa).

Lors de ces 2 essais le module d'Young obtenu était respectivement égal à 61,4 GPa et 57 GPa.

La déformation maximale sur le palier plastique de 0,27% proposée dans le cas d'un prédimensionnement (voir chapitre 2) est inférieure à la déformation mesurée au pic de compression qui vaut ici respectivement 0,357 et 0,375 %.

Les essais de compression de contrôle sur 196 éprouvettes de diamètre 70 mm ont conduit aux résultats suivants :

Moyenne : 228 MPa

Ecart type : 18 MPa

Valeur caractéristique réellement obtenue : 197 MPa

Valeur caractéristique prise pour les calculs : 180 MPa

1. Use of test results

Figure 1 gives the example of the results obtained with Ductal® specimens compared with the theoretical curve obtained with the method described above (where $f_{cm} = 220$ MPa, $E_{cm} = 61000$ MPa and $f_{ctfm} = 7,6$ MPa).

In these two tests, the Young's modulus obtained was equal to 61.4 GPa and 57 GPa respectively.

The maximum strain proposed for the plastic plateau of 0.27% in the case of a preliminary design (see chapter 2), is less than the strain measured at the compression peak which here is 0.357 and 0.375% respectively.

Routine compression tests conducted on 196 specimens (70 mm diameter) gave the following results:

Mean strength: 228 MPa

Standard deviation: 18 MPa

Characteristic value actually obtained: 197 MPa

Design characteristic strength effectively used: 180 MPa

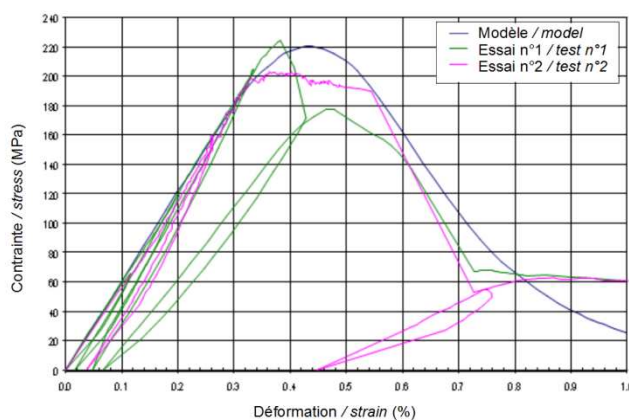


Figure 1 : Comportement en compression du Ductal® (Essais 15/07/96, LMT Cachan)

Figure 1 : Compressive constitutive law of Ductal® (Tests 15/07/96, LMT Cachan)

La figure 2 donne l'allure des courbes de compression trouvées sur BSI® comparée à la courbe théorique obtenue en prenant $f_{cm} = 190$ MPa, $E_{cm} = 60000$ MPa et $f_{ctfm} = 8,15$ MPa.

Figure 2 shows the compression curves for BSI® compared with the theoretical curve obtained by taking $f_{cm} = 190$ MPa, $E_{cm} = 60000$ MPa and $f_{ctfm} = 8.15$ MPa.

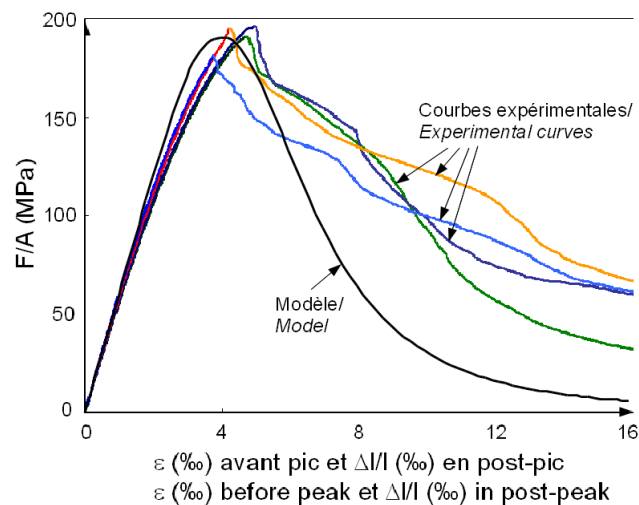


Figure 2 : Comportement en compression du BSI®

Figure 2 : Compressive constitutive law of BSI®

PARTIE D : Étude comparative des modules d'Young – proposition d'approche théorique

Introduction

On a étudié ici la pertinence d'une évaluation du module d'Young d'un BFUP à l'aide d'une formule simple faisant intervenir sa résistance caractéristique en compression.

Les résultats présentés ci-après étant peu concluants, on propose une autre approche, basée sur la composition du BFUP.

Dans tous les cas, ces approches ne peuvent se substituer à une campagne d'essais spécifique pour l'évaluation du module d'Young d'un BFUP.

1. Étude d'une formule simplifiée

On envisage une formule simplifiée du type :

$$E = k_0 * f_{ck}^{1/3}$$

Le tableau récapitulatif des caractéristiques de quelques BFUP, conduit aux valeurs de k_0 suivantes :

BPR 180	$k_0 =$	8800
BSI 150	$k_0 =$	11000
1463 F130	$k_0 =$	9870

Si l'on considère un k_0 unique de 9500 nous obtenons respectivement :

PART D: Comparative study of Young's modulus – suggested theoretical approach

Introduction

Here the pertinence of determining the Young's modulus of a UHPFRC using a simple formula based on its characteristic compressive strength is studied.

Since the results presented below are inconclusive, another approach is proposed, based on the UHPFRC mix proportions.

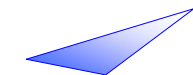
However, these approaches cannot replace tests especially designed to determine the Young's modulus of a UHPFRC.

1. Study of a simplified formula

The table summarizing the characteristics of some UHPFRC, shows that a simplified formula such as $E = k_0 * f_{ck}^{1/3}$ gives the following k_0 values:

BPR 180	$k_0 =$	8800
BSI 150	$k_0 =$	11000
1463 F130	$k_0 =$	9870

If a single k_0 value of 9500 is used, the results are:



$$E_{BPR} = 53\,630 \text{ MPa} \quad E_{\text{estimé}} = 50\,000$$

$$E_{BSI} = 50\,476 \text{ MPa} \quad E_{\text{estimé}} = 65\,000$$

$$E_{1463F} = 48\,125 \text{ MPa} \quad E_{\text{estimé}} = 57\,000$$

Ces évaluations à partir d'une formule réglementaire calibrée dans le domaine $f_{ck} = 20$ à 120 MPa ne sont donc pas concluantes pour les BFUP.

$$E_{BPR} = 53\,630 \text{ MPa} \quad E_{\text{forecast}} = 50\,000$$

$$E_{BSI} = 50\,476 \text{ MPa} \quad E_{\text{forecast}} = 65\,000$$

$$E_{1463F} = 48\,125 \text{ MPa} \quad E_{\text{forecast}} = 57\,000$$

These evaluations, based on a design formula calibrated from $f_{ck} = 20$ to 120 MPa are therefore not conclusive for UHPFRC.

2. Approche théorique à partir de la composition du BFUP

Lors des études du BSI 150, une approche à partir des caractéristiques des constituants et de leur proportion a permis de déterminer le module théorique du BFUP.

La méthode utilisée par Cadoret Consulting s'appuie sur le modèle d'homogénéisation développé par Le Roy et De Larrard.

Il est procédé à une approche en deux temps .

- Tout d'abord le module élastique de la pâte est évalué selon une loi de la forme:

$$E_{pj} = K_{pe} \frac{K_g * R_{cj}}{\left(1 + 3.15 \frac{E/C}{1 - 0.15 * (1 - \exp(-11 s/c))} \right)^{2.4}}$$

Avec des valeurs de $E/C < 0.4$, et pour des teneurs en fumées de silice s exprimées par rapport à la masse de ciment C . K_g est pris égal à 4,5.

R_{cj} correspond aux valeurs mesurées sur mortier normalisé aux différentes échéances à j jours.
La valeur de K_{pe} est obtenue à partir de $E_{pj} = K_{pe} \times F_{pj} = K_{be} \times F_{bj}$

K_{be} et F_{bj} correspondant à une formulation témoin pour étalonner la pâte.

- Dans un deuxième temps le module élastique du BFUP dépendant des modules élastiques de la pâte et de la concentration granulaire g est évalué selon la relation suivante :

$$\frac{E_b}{E_g} = a \left(1 + 2 g \frac{(1 - a^2)}{(g^* - g) + 2 a (2 - g^*) + a^2 (g^* - g)} \right)$$

$$\text{Avec/with } g^* = 1 - 0.41 \left(\frac{d}{D} \right)^{0.20}$$

2. Theoretical approach based on the UHPFRC mix proportions

During the BSI 150 mix studies, an approach based on the characteristics of the mix ingredients and their proportions was used to determine the theoretical Young's modulus of the concrete.

The method used by Cadoret Consulting is based on the model developed by Le Roy and De Larrard.

It consists of two steps.

- First, the modulus of elasticity of the cement paste is determined using a law such as:

With w/c values of less than 0.4, and for silica fume contents s expressed in relation to the mass of cement C . $K_g = 4.5$.

R_{cj} corresponds to the measurements taken on standardized mortar at different periods of j days.

The value of K_{pe} is obtained from $E_{pj} = K_{pe} \times F_{pj} = K_{be} \times F_{bj}$.

K_{be} and F_{bj} correspond to a reference mix for calibrating the cement paste.

- In the second step, the modulus of elasticity of the UHPFRC – depending on the modulus of elasticity of the paste and the aggregate concentration g – is determined using the following formula:

ANNEXE 3

Protocole expérimental des essais de flexion sur prismes et méthode d'exploitation

Introduction

Cette annexe décrit les procédures expérimentales pouvant être mises en œuvre afin de caractériser les performances en traction des BFUP par le biais d'essais de flexion. Deux types d'essais sont proposés. D'une part des essais de flexion quatre points permettant d'accéder à la résistance en traction suite à une correction de l'effet d'échelle ou bien à la loi σ - ϵ dans le cas d'un BFUP très écrouissant. D'autre part, des essais de flexion trois points sur prismes entaillés qui permettent d'accéder à la contribution des fibres comme renfort d'une section fissurée après application d'une méthode d'exploitation dite méthode inverse, dans le cas d'un BFUP adoucissant ou faiblement écrouissant.

1. Dimensions des éprouvettes

Les éprouvettes sont des prismes de section carrée, de côté a et de longueur $4*a$, soit :

- $a = 7 \text{ cm}$: prisme $7*7*28$
- $a = 10 \text{ cm}$: prisme $10*10*40$
- $a = 14 \text{ cm}$: prisme $14*14*56$
- $a = 20 \text{ cm}$: prisme $20*20*80$

Les dimensions des prismes proposées sont fonction de la taille des fibres :

- $l_f \leq 15 \text{ mm}$: $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}$,
- $15 < l_f \leq 20 \text{ mm}$: $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$,
- $20 < l_f \leq 25 \text{ mm}$: $14 \times 14 \times 56 \text{ cm}$,
- $25 < l_f$, largeur $> 5 l_f$, hauteur $> 5 l_f$ ou égale à l'épaisseur de la structure si celle-ci est connue, longueur = 4 fois la hauteur.

2. Préparation des éprouvettes

Si le BFUP a un comportement quasi autoplaçant, on verse le produit à une extrémité du coffrage et on laisse le BFUP s'écouler. Son écoulement sera favorisé par piquage, le rechargement se faisant systématiquement en arrière du front. La vibration sera évitée, de même que le remplissage du moule par tas juxtaposés, qui correspondent à des pratiques généralement à éviter pour la mise en œuvre des BFUP dans les éléments structurels.

Une répétabilité de réalisation doit être recherchée tout au long des étapes du projet de façon à pouvoir procéder à des comparaisons. Il est donc conseillé de préciser le mode de coulage dans la carte d'identité.

Le cas échéant, en accord avec les recommandations de

ANNEX 3

Experimental procedure for bending tests on prisms and analysis method

Introduction

This annex describes the experimental procedures that can be used to characterize the tensile performance of UHPFRC by means of bending tests. Two types of tests are proposed. The first has a four-point bending load arrangement to determine the tensile strength after correction of the scale effect or the σ - ϵ law in the case of a high strain-hardening UHPFRC. The second has a three-point bending load arrangement using notched prisms to determine the contribution of the fibres to reinforcing a cracked section, after application of the back-analysis method in the case of a strain-softening or low strain-hardening UHPFRC.

1. Dimensions of test specimens

The test specimens are square-section prisms of width a and length $4*a$:

- $a = 7 \text{ cm}$: prism $7*7*28$
- $a = 10 \text{ cm}$: prism $10*10*40$
- $a = 14 \text{ cm}$: prism $14*14*56$
- $a = 20 \text{ cm}$: prism $20*20*80$

The dimensions of the test prisms proposed depend on the size of fibres:

- $l_f \leq 15 \text{ mm}$: $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}$,
- $15 < l_f \leq 20 \text{ mm}$: $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$,
- $20 < l_f \leq 25 \text{ mm}$: $14 \times 14 \times 56 \text{ cm}$,
- $25 < l_f$, width $> 5 l_f$, height $> 5 l_f$ or equal to the thickness of the structure, if known, length = 4 times the height.

2. Preparation of test specimens

If the UHPFRC is almost self-consolidating, it is poured at one end of the form and left to spread into place. Raking will help the process, with reloading taking place systematically behind the front line of flowing concrete. Vibration should be avoided, as well as filling the mould by means of juxtaposed heaps, both of which are practices that should be avoided when placing UHPFRC in structural components.

Repeatability must be sought during all stages of the project so that comparisons can be made. Indicating the placement method in the technical description is therefore recommended.

If necessary, in accordance with the RILEM design guideline [RILEM,00] for Fibre-Reinforced Concrete structures (TC 162-TDF), notched prisms are to be

la RILEM [RILEM,00] sur le dimensionnement de structures en Béton Renforcé de Fibres (groupe TC 162-TDF), pour les prismes entaillés, une entaille est sciée en section centrale, du côté de la face tendue lors de l'essai de flexion. Cette face doit être une des faces latérales coffrées lors du coulage du prisme. La profondeur de l'entaille est égale à 10% de la hauteur du prisme, afin de permettre une localisation efficace de la fissure en minimisant les risques d'une fissuration hors entaille. La largeur de l'entaille doit être inférieure à 2 mm.

3. Principe de l'essai

Les éprouvettes sont testées en flexion, trois points (flexion centrée) pour les prismes entaillés, quatre points (flexion circulaire) pour les prismes non entaillés. La longueur entre appuis inférieurs est égale à trois fois la hauteur du prisme. Ce principe est, là encore, conforme aux recommandations du groupe RILEM TC 162-TDF.

Les prismes doivent être testés en flexion en les tournant d'un quart de tour par rapport au sens de coulage, afin de limiter les effets de la paroi inférieure. La surface non coffrée se retrouve donc sur le côté.

4. Matériel utilisé

La machine d'essai est une presse de traction/compression pouvant être asservie en déplacement vérin ou sur un capteur externe.

Le dispositif d'appui et d'application de la charge doit être composé d'un point fixe et de points mobiles, pour limiter l'effort normal « parasite ». On adoptera par exemple des appuis à rouleaux.

Dans le cas des essais de flexion quatre points, un capteur de type LVDT doit être fixé par un dispositif spécifique sur l'échantillon afin de mesurer la flèche vraie de l'échantillon au cours de l'essai (figure 1). En effet, sans un tel dispositif, la mesure de la flèche est faussée par les tassements aux points d'application des forces et aux appuis ainsi que par les déformations du montage lui-même.

On peut également mesurer la déformation moyenne en fibre inférieure de l'éprouvette grâce à un ou plusieurs extensomètres disposés au niveau de la fibre inférieure du prisme. Ce ou ces capteurs peuvent être fixés par l'intermédiaire de plots collés (voir annexe 4 ou [BABY,12b] pour plus de détails sur l'instrumentation à mettre en place).

Dans le cas des essais de flexion trois points, un capteur pontant l'entaille est fixé sur le prisme. Ce capteur doit être fixé au niveau de la fibre tendue inférieure du prisme. Il peut s'agir d'un capteur type LVDT ou d'un capteur spécifique de type extensométrique. Ce capteur est fixé par l'intermédiaire de plots collés de part et d'autre de l'entaille (voir figure 2). La colle est une colle rapide type

sawn at the centre, on the side under tension during the bending test. This must be one of the formed surfaces during casting of the prism. The depth of the notch is equal to 10% of the prism height, in order to enable an efficient localization of the crack while minimizing the risk of cracking outside the notch area. The notch should be less than 2 mm wide.

3. Test principle

Three-point bending tests are performed on notched specimens (centered bending) while four-point tests are used for un-notched specimens (circular bending). The distance between bearing points must be three times the depth of the prism. This is also consistent with the recommendations of RILEM TC 162-TDF.

Bending tests must be carried out on the specimens after turning a quarter-turn with respect to the pouring direction in order to limit the bottom formed wall effects. The unformed surface is therefore on the side.

4. Equipment used

The testing machine is a tensile/compressive load frame, controlled by jack displacement or with an external sensor.

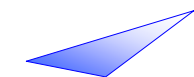
The load bearing and application device must consist of both a fixed point and moving points in order to limit unwanted axial force. Roller bearings can be used to achieve this, for example.

In the case of four-point bending tests, an LVDT type sensor must be attached to the specimen by a special device in order to measure the actual deflection of the specimen during testing (Figure 1). Without this type of device, deflection measurement is contaminated by settlement at the loading points and bearings and by deformation of the test apparatus itself.

The mean bottom fibre strain in the specimen can also be measured using one or more strain gauges on the bottom fibres of the prism. The sensor(s) can be fixed on glued supports (see annex 4 or [BABY,12b] for more details on the instruments to be used).

For three-point bending tests, a sensor is fixed to the prism, bridging the notch and attached to the tensile bottom chords. It can be an LVDT type sensor or a special type of strain gauge. The sensor is attached by means of tabs glued to each side of the notch (see figure 2). A fast-setting cyano-acrylate or methyl metacrylate type glue is used.

The distance between tabs must be the same from one test to the next so that the initial measurements can be corrected by subtracting the elastic deformation. The



cyano-acrilate ou méthyl méthacrylate.

La distance entre les plots doit être constante d'un essai à l'autre afin de corriger les mesures initiales par soustraction de la déformation élastique. Cette distance doit être inférieure à 4 ou 5 cm. Il demeure possible en fonction du type de machine d'essais utilisée de compléter l'instrumentation des prismes entaillés par un capteur de mesure de la flèche comme dans le cas des essais de flexion quatre points.

La course des capteurs doit être d'au moins 2 mm La précision doit être meilleure que 0,5% de la pleine échelle.

distance between tabs should be less than 4 or 5 cm. Depending on the type of testing machine, it may also be possible to complete the instrumentation of the notched specimens with a deflection measuring sensor, as for the four-point bending tests.

The stroke of the sensors must be at least 2 mm. The accuracy shall be better than 0.5% of the full scale.

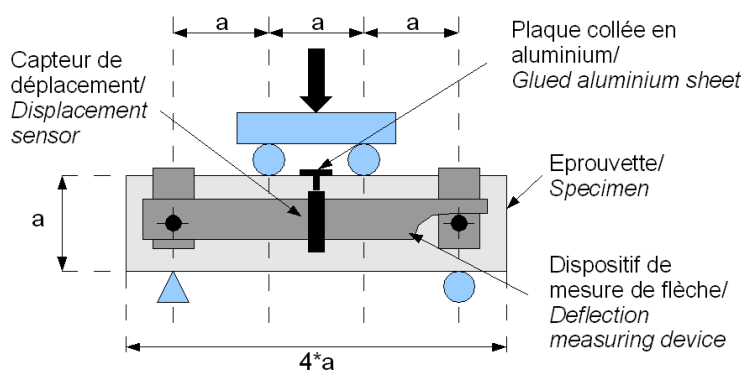


Figure 1 : Principe de mesure de la flèche vraie dans le cas d'un essai de flexion quatre points

Figure 1 : Principle for measuring real deflection during a four-point bending test

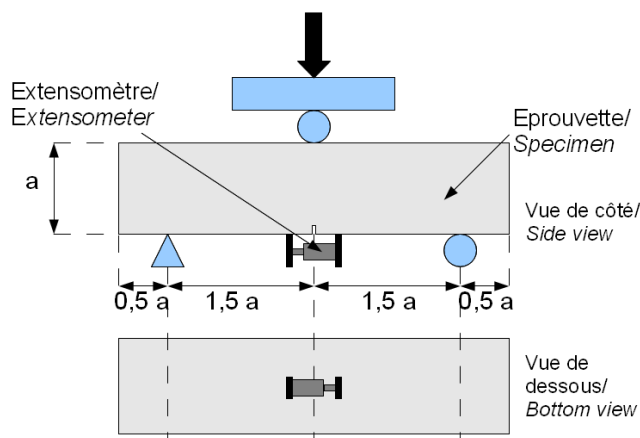


Figure 2 : Principe de mesure de l'ouverture de fissure dans le cas d'un essai de flexion trois points

Figure 2 : Principle for measuring actual crack width during a three-point bending test

5. Mode opératoire

L'éprouvette est mise en place sur le bâti de flexion de la presse. Les capteurs sont fixés sur l'éprouvette.

5. Test procedure

The specimen is placed on the bending test device inside the press. The sensors are fixed to the

Une précharge est appliquée sur l'éprouvette, d'intensité aussi faible que possible, de l'ordre de quelques kilonewtons, qui doit être prise en compte dans la suite de l'essai. Il faut s'assurer que lors de l'application de cette précharge, les capteurs de flèche et de mesure de l'ouverture de fissure répondent.

L'application de cette précharge peut être effectuée de différentes manières :

- par contrôle en déplacement piston (en commande manuelle et automatique), dans le cas où le système de commande de la presse permet de détecter une limite en force et de la maintenir,
- par contrôle en force : dans ce cas une approche très précise en déplacement manuel du vérin doit permettre de limiter la distance entre l'éprouvette et les points d'application de la charge à environ 1 millimètre. La boucle ouverte créée lors du passage en contrôle de force ne dure pas longtemps et il suffit de détecter la valeur de la précharge dès que le contact est établi (boucle d'asservissement fermée) et la valeur requise atteinte.

Il faut ensuite basculer l'asservissement soit sur le capteur d'ouverture de fissure, soit sur le capteur de flèche (en mode automatique, après détection de la précharge, certaines presses poursuivent directement l'essai en basculant l'asservissement sur le capteur choisi), soit sur le capteur de déplacement vérin.

Il est préférable, dans la mesure du possible, d'asservir l'essai directement sur un capteur fixé sur l'éprouvette (ouverture de fissure ou flèche). Cependant, dans le cas des presses qui ne supportent pas un asservissement sur un capteur externe, il demeure possible de piloter l'essai sur le déplacement du vérin. Les risques d'instabilité sont plus grands lors de la fissuration mais l'enregistrement de la flèche et de l'ouverture de la fissure sont exploitables.

Selon le capteur retenu pour le pilotage de l'essai, la vitesse de chargement doit être adaptée afin d'obtenir une bonne description du comportement tout en restant dans des limites raisonnables pour la durée de l'essai.

A titre d'ordre de grandeur, en pilotage vérin, une vitesse de l'ordre de 0,25 mm/mn convient, en pilotage sur la flèche, la vitesse est de 0,1 mm/mn et en pilotage sur le capteur pontant la fissure, elle est de l'ordre de 0,025 mm/mn. L'essai est poursuivi jusqu'à une flèche mesurée directement sur l'échantillon de $0,015 \cdot a$, ce qui permet d'obtenir une durée d'essai raisonnable (a étant la hauteur du prisme).

6. Acquisition des données

L'enregistrement des données au cours de l'essai doit être effectué avec une fréquence de 5 hertz, afin d'obtenir une

specimen.

The smallest possible preload is applied to the specimen (around a few kN) and taken into account in the subsequent test procedure. It must be checked that when the preload is applied, the deflection sensors and the sensors for measuring crack width respond.

The preload can be applied in different ways:

- *by piston-displacement control (manually or automatically) if the press control system can detect and maintain a minimal force,*
- *by force control in which case very precise manual control of the jack must allow limiting the distance between the specimen and the loading points to about 1 millimetre during the approach phase. The open loop system when changing to force control does not last long; the preloading value simply needs to be detected as soon as contact is made (control loop closed) and the required value reached.*

Control of loading must then be switched to either the crack sensor or the deflection sensor. When automatic mode is used, some presses continue the test immediately after detection of the preload by switching control to the selected sensor.

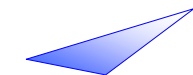
In so far as possible, it is preferable to control the test directly from a sensor attached to the specimen (crack width or deflection). However, in the case of presses which cannot be controlled by an external sensor, it is possible to control the test by displacement of the jack. The risk of instability is greater when cracking occurs, but the recorded deflection and crack width can be used nonetheless.

Depending on the type of sensor chosen for controlling the test, the loading rate must be adapted to obtain a good description of the constitutive law while keeping the test time within a reasonable limit.

When using jack displacement control, a rate of 0.25 mm/min can be used. In the case of deflection control, the rate is 0.1 mm/min while with control from a sensor bridging the crack, it is about 0.025 mm/min. The test continues until the deflection measured directly on the specimen reaches $0.015 \cdot a$, which corresponds to a reasonable test time (a being the prism depth).

6. Data acquisition

During the test, data should be recorded at a frequency of 5 hertz in order to provide a complete



courbe complète comportant un minimum de 1200 points. Les signaux à enregistrer sont :

- le temps,
- l'ouverture de la fissure,
- la flèche,
- la force,
- éventuellement le déplacement du piston du vérin.

7. Estimation de la résistance élastique en traction $f_{ct,el}$ flexion 4 points, prismes non entaillés

A défaut d'essais de traction directe pour évaluer les performances du matériau, il est possible d'approcher cette caractéristique sur la base des essais de flexion 4 points. Il suffit d'extraire des essais de flexion la valeur de l'effort (F_{nl}) correspondant à la perte de linéarité du comportement élastique. Ce point est aisément identifiable sur les courbes effort en fonction de la flèche vraie. Par suite, la résistance élastique obtenue en flexion peut être calculée par la formule suivante :

$$f_{ct,fl} = 3 \cdot F_{nl} / a^2$$

avec F_{nl} en N et a en mm, $f_{ct,fl}$ est en MPa

Prise en compte de l'effet d'échelle en flexion 4 points, prisme non entaillé

Pour obtenir une estimation considérée comme intrinsèque pour le calcul de la résistance en traction, il faut corriger cette limite de contrainte élastique des effets d'échelle et de gradient. L'approche retenue (issue des travaux de recherche sur cet aspect pour tous les types de béton) dérive du code modèle CEB-FIP [CEB,90], soit :

$$f_{ct,el} = f_{ct,fl} * \frac{\alpha * a^{0.7}}{1 + \alpha * a^{0.7}}$$

Avec $\alpha = 0,08$

a étant la hauteur du prisme en mm.

Remarque : Le coefficient α doit être recalibré pour des BFUP écrouissants (type 3). On pourra se reporter utilement au chapitre 3.1.6 du CEB/FIP Model Code 90, [CEB,90]. Les matériaux très écrouissants donnent vraisemblablement un effet d'échelle plus faible que les matériaux adoucissants car leur comportement est élasto-plastique (l'effet d'échelle se manifeste pour un matériau localement fragile).

8. Estimation de la loi post-fissuration par essais de flexion 3 points sur prisme entaillé

8.1. Valeur initiale de l'ouverture de la fissure

Pour tenir compte de la déformation élastique sur la base de mesure, il est nécessaire de corriger la mesure directe de l'ouverture de fissure. Cette correction peut être

curve with at least 1200 points The signals to be recorded are:

- time,
- crack width,
- deflection,
- force,
- jack piston displacement (where applicable).

7. Estimation of elastic tensile strength $f_{ct,el}$, 4-point bending test on unnotched prisms

If there are no direct tensile tests available to determine the performance of the concrete, it can be approximated using the 4-point bending test simply by extracting the value of the force (F_{nl}) corresponding to the loss of linearity. This point is easy to identify on curves showing the force as a function of the actual deflection. The limit of elasticity in bending can then be calculated using the following formula:

$$f_{ct,fl} = 3 \cdot F_{nl} / a^2$$

where F_{nl} is in N, a in mm and $f_{ct,fl}$ in MPa

Correction for scale effect with 4-point bending test on an unnotched specimen

To obtain an estimation which is considered intrinsic, the elastic tensile strength must be corrected from scale and gradient effects. The approach adopted is derived from research in this respect and corresponds to that adopted for the CEB-FIP [CEB,90] structural design code:

With $\alpha = 0,08$

a being the height of the prism in mm.

Remark : The coefficient must be recalibrated for strain-hardening UHPFRC (type 3). For further information, see chapter 3.1.6. of the CEB/FIP Model Code 90, [CEB,90]. High strain-hardening materials probably exhibit a smaller scale effect than strain-softening materials because their constitutive law is elasto-plastic (the scale effect occurs when a material is locally brittle).

8. Estimation of post-cracking law by 3-point bending tests on notched prisms

8.1. Initial crack width

To take into account the elastic deformation along the gauge length, the measurement has to be corrected. This can only be done before the crack localization,

effectuée uniquement avant localisation de la fissure, après, la décharge créée par la propagation de la fissure conduit à une déformation élastique négligeable sur la base de mesure.

La méthode la plus simple pour effectuer cette correction consiste à repérer la fin du domaine élastique initial (perte de linéarité) et de noter les valeurs de flèche (f_0) et d'ouverture de fissure correspondante (w_0). L'ouverture de fissure s'obtient alors directement en soustrayant la valeur w_0 aux valeurs mesurées de l'ouverture de fissure. Cette opération effectue simplement un changement de repère et place la nouvelle origine des courbes à l'instant supposé de la localisation de la fissure.

Remarque : La déformation élastique sur la base de mesure de 50 mm est estimée à environ 10 $\mu\text{m/m}$. Cette valeur donne l'ordre de grandeur de la valeur w_0 qui doit être obtenue. Par ailleurs, cette valeur demeurant très faible, l'hypothèse d'un simple changement d'origine pour définir l'axe des ouvertures de fissure est valide, les déformations élastiques résiduelles sur la base de mesure devenant très rapidement négligeables.

8.2. Corrélation entre l'ouverture de la fissure et la flèche

Dans le cas d'un essai où l'ouverture de la fissure n'est pas enregistrée, il peut être nécessaire de l'estimer à partir de la mesure de la flèche vraie. Bien que cette relation ne soit pas directe et dépende de la hauteur de la fissure, une estimation peut être obtenue de la façon suivante.

Connaissant la flèche f_0 qui correspond à la fin du domaine élastique (voir ci-avant), l'ouverture de la fissure (w) est alors estimée par la relation suivante :

$$w = 4/3 * 0,9 * (f - f_0)$$

où f représente la flèche vraie mesurée.

Cette expression est issue de l'hypothèse d'un mécanisme de rotule parfaite au droit de la fissure, affectée d'un coefficient correcteur qui prend en compte le fait que la fissure ne traverse pas totalement la section. Elle n'est donc pas valide en période initiale de propagation de la fissure. Cependant, cette période est relativement courte et la hauteur de la fissure se stabilise rapidement entre 80 et 90% de la hauteur de la section.

Remarque : cette approche ne doit être mise en œuvre qu'en tout dernière issue compte tenu de la diversité des réponses d'un matériau à l'autre.

8.3. Filtrage des données, flexion 3 points, prismes entaillés

Cette opération a pour but de réduire le bruit des données expérimentales afin de faciliter la mise en œuvre de la méthode inverse. Il va de soi que plus la qualité des essais est bonne, plus cette opération de filtrage est aisée. Dans tous les cas, lorsqu'un résultat d'essais présente des sauts brusques, soit en effort, soit en déplacement (flèche ou ouverture de fissure), qui correspondent manifestement à des problèmes d'asservissement lors de l'essai, aucun filtrage ne doit être mis en œuvre pour tenter de donner un

because afterwards, the unloading created by propagation of the crack leads to negligible elastic strain along the gauge length.

The easiest way to make the correction is to determine the end of the initial elastic range (loss of linearity) and note the deflection (f_0) and corresponding crack width (w_0) at that point. The crack width is then obtained directly by subtracting w_0 from the crack opening measurements. This operation simply changes the reference coordinates, placing the new origin of the curves at the supposed crack localization instant.

N.B. The elastic deformation based on a 50 mm long gauge length is estimated at about 10 $\mu\text{m/m}$. This gives the order of magnitude of the value of w_0 which is to be obtained. Since it is always very small, the hypothesis of a simple change of origin to define the crack width axis is valid because the residual elastic strain based on the actual measurements very quickly becomes negligible.

8.2. Correlation between crack width and deflection

In the case of a test where the crack width has not been recorded, the latter may need to be estimated from measurement of the real deflection. Although the relationship is not direct and depends on the depth of cracking, a good estimate can be obtained using the following method.

If the deflection f_0 at the end of the elastic range is known (see above), the crack width (w) can be estimated using the following equation:

$$w = 4/3 * 0,9 * (f - f_0)$$

where f is the actual deflection measured.

This expression is derived from the assumption of a perfect hinge mechanism at the crack, modified by a correction factor taking into account the fact that the crack does not go right through the section. It is therefore not valid during the initial phase of crack propagation. However, this phase is relatively short and the depth of the crack quickly stabilizes between 80% and 90% of the depth of the section.

N.B. This approach must be used only as a last solution, given the diversity of responses of the different concretes.

8.3. Filtering of data, three-point bending, notched specimens

The purpose of data filtering is to reduce the test data noise in order to facilitate back analysis. Naturally, high-quality tests will make the filtering operation easier. Whenever a test result shows sudden jumps in either force or displacement

sens physique à un tel comportement. Un tel résultat d'essais doit tout simplement être rejeté.

Une description suffisante du comportement peut être obtenue avec échantillonnage des résultats sur un pas d'ouverture de fissure de 20 micromètres. Une méthode simple consiste alors à effectuer la moyenne des efforts enregistrés sur un intervalle de 40 micromètres et à affecter cette valeur au point central de l'intervalle. Compte tenu de la fréquence d'échantillonnage retenue (5 Hz) et de la vitesse de pilotage adoptée, cette technique de moyenne mobile est facile à mettre en œuvre et revient à moyenner un nombre de données assez important sur chaque intervalle.

Remarque : au niveau de l'origine des courbes, le premier point est le point expérimental qui définit la fin du domaine élastique. Il ne fait l'objet d'aucune moyenne. Dès le deuxième point, la moyenne mobile peut être mise en œuvre en agrandissant progressivement l'intervalle sur lequel est calculée la moyenne. A l'issue de cette opération, les courbes correspondant aux différents échantillons du même lot ont une même base d'abscisses en vue du traitement.

8.4 Extraction de la loi de traction par méthode inverse

Une analyse de l'essai dite méthode inverse permet d'obtenir une relation contrainte de traction en fonction de l'ouverture de la fissure à partir des résultats expérimentaux moment résistant en fonction de l'ouverture de la fissure. La méthode doit être appliquée sur les données filtrées afin d'obtenir une convergence numérique stable.

8.4.1. Equilibre mécanique de la section fissurée

La figure suivante illustre une section fissurée d'un prisme en flexion. Deux parties sont distinguées, celle non fissurée où la distribution des contraintes correspond à un comportement élastique linéaire, et celle fissurée où la distribution des contraintes dépend directement de l'efficacité des fibres. C'est cette dernière distribution que l'on recherche et qui résulte de l'exploitation par la méthode inverse [CHAN,99a], [CHAN,99b], [CHAN,00].

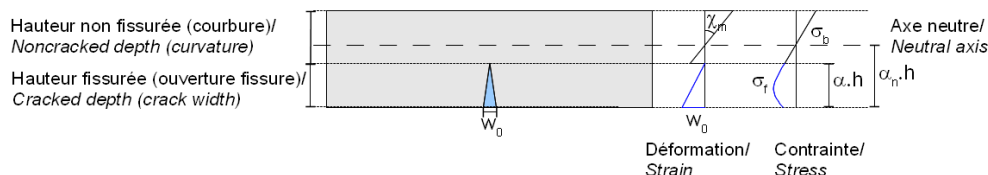


Figure 3 : Répartition des déformations et contraintes sur la hauteur fissurée et non fissurée

Figure 3 : Strain and stress distribution on cracked part and uncracked part

(deflection or crack width), obviously due to control problems during the test, filtering should not be used in an attempt to give a physical meaning to the recorded response. The test results must simply be rejected.

An adequate description of the specimen response can be obtained by sampling results at crack-width increments of 20 micrometres. A simple method for achieving this is to average the forces recorded over a 40 micrometre interval and attribute the mean value obtained to the centre of the interval. Given the sampling frequency (5 Hz) and loading rate adopted, this moving-average technique is easy to use, and involves averaging quite a large amount of data for each interval.

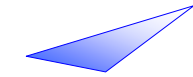
N.B. At the origin of the curves, the first point is the test point defining the end of the elastic range. It is not averaged. The moving average can be used for the second point and beyond, gradually increasing the averaging interval. When the operation is finished, the curves corresponding to the different samples in the same batch have the same abscissa to process the data.

8.4 Extraction of the tensile constitutive law using back analysis

Back analysis is used to obtain a tensile stress/crack width relationship from moment/crack width test results. Back analysis must be applied to filtered data in order to obtain stable numerical convergence.

8.4.1. Mechanical equilibrium of cracked section

The figure below shows the cracked section of a prism in flexure. Two different parts can be distinguished: the uncracked part where the stress distribution corresponds to linear elastic behaviour, and the cracked part where the stress distribution depends directly on the effectiveness of the fibres. It is the second distribution which is of interest here and can be determined by back analysis [CHAN,99a], [CHAN,99b], [CHAN,00].



L'équilibre mécanique de la section conduit aux équations suivantes, en notant b la contribution de la partie non fissurée et f , celle de la partie fissurée :

The mechanical equilibrium of the section results in the following equations, where b is the contribution of the uncracked part and f is the contribution of the cracked part:

$$N_b = \frac{E \cdot \chi_m \cdot b \cdot h^2}{2} \left[(1 - \alpha_n)^2 - (\alpha - \alpha_n)^2 \right]$$

$$N_f = \frac{\alpha \cdot h \cdot b}{w_0} \int_0^{w_0} \sigma_f \cdot dw$$

$$M_f = \alpha h \cdot N_f - \frac{(\alpha \cdot h)^2 \cdot b}{w_0^2} \int_0^{w_0} \sigma_f \cdot w \cdot dw$$

$$M_b = \frac{E \cdot \chi_m \cdot b \cdot h^3}{3} \left[(1 - \alpha_n)^3 - (\alpha - \alpha_n)^3 \right] + h \cdot \alpha_n \cdot N_b$$

soit : moment résistant : $M = M_b + M_f$
effort normal : $N = N_b + N_f = 0$

i.e. resisting moment: $M = M_b + M_f$
axial force: $N = N_b + N_f = 0$

avec :

where:

α la hauteur relative de la fissure (voir figure 3)

α relative depth of crack (see figure 3)

α_n la hauteur relative de l'axe neutre donnée par :
 $\sigma_t = E \cdot \chi_m \cdot h \cdot (\alpha - \alpha_n)$

α_n relative height of neutral fibre, given by:
 $\sigma_t = E \cdot \chi_m \cdot h \cdot (\alpha - \alpha_n)$

χ_m la courbure de la partie non fissurée

χ_m curvature of uncracked part

$f_{ct,el}$ la résistance en traction de la matrice

$f_{ct,el}$ tensile strength of matrix

E le module élastique

E modulus of elasticity

b, h la largeur et la hauteur de la section

b, h width and height of section

Pour relier l'ouverture de la fissure à la courbure de la partie non fissurée, la relation cinématique suivante est

To link the crack width to the curvature of the uncracked part, a kinematic relationship of the following type is used:

utilisée: $w_0 = \left[\chi_m + 2 \cdot \chi_e \right] \frac{2 \cdot (\alpha h)^2}{3}$

$$w_0 = \left[\chi_m + 2 \cdot \chi_e \right] \frac{2 \cdot (\alpha h)^2}{3}$$

avec : χ_e la courbure élastique équivalente, donnée par : $\chi_e = M/EI$ et I l'inertie de la section rectangulaire

where: χ_e is the equivalent elastic curvature, given by $\chi_e = M/EI$ and I is the inertia of the rectangular section.

La relation entre la hauteur fissurée et la position de l'axe neutre se déduit au moyen de l'expression suivante :

The relationship between the cracked height and the position of the neutral axis is obtained from the following expression:

$$(\alpha_n - \alpha) \cdot h \cdot \chi \cdot E = |f_{ct,el}|$$

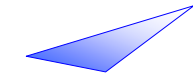
$$(\alpha_n - \alpha) \cdot h \cdot \chi \cdot E = |f_{ct,el}|$$

8.4.2. Processus itératif

8.2. Iterative process

Dans la mesure où la relation contrainte de traction en fonction de l'ouverture de la fissure n'a pas une forme simple, nous recherchons des couples de points (w_i, σ_{fi}), qui la définissent de façon discrète. Considérant alors que la discrétisation de l'abscisse qui correspond aux ouvertures de fissure est suffisamment fine, nous pouvons exprimer l'intégrale des contraintes par une

Since the tensile stress/crack width relationship is complex, pairs of points (w_i, σ_{fi}) are sought to define it discretely. On the assumption that discretization of the horizontal scale (crack width) is sufficiently accurate, the integral of the stresses can be expressed by a trapezoidal approximation such



approximation trapèze, soit :

as:

$$\int_0^{w_{i+1}} \sigma_f \cdot dw = \int_0^{w_i} \sigma_f \cdot dw + \left(\frac{\sigma_{f_i} + \sigma_{f_{i+1}}}{2} \right) (w_{i+1} - w_i)$$

Par suite, les expressions de l'effort normal et du moment de la partie fissurée peuvent être exprimées de façon incrémentale :

Subsequently, the previous expressions of the axial force and moment of the cracked part can be expressed incrementally:

$$N_{f_{i+1}} = N_{f_i} \cdot \frac{\alpha_{i+1}}{\alpha_i} \cdot \frac{w_i}{w_{i+1}} + \alpha_{i+1} \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{\sigma_{f_i} + \sigma_{f_{i+1}}}{2} \right) \left(1 - \frac{w_i}{w_{i+1}} \right)$$

$$M_{f_{i+1}} = M_{f_i} \cdot \left(\frac{\alpha_{i+1}}{\alpha_i} \cdot \frac{w_i}{w_{i+1}} \right)^2 + \alpha_{i+1} \cdot h \cdot N_{f_{i+1}} \cdot \left(1 - \frac{w_i}{w_{i+1}} \right) - \frac{(\alpha_{i+1} \cdot h)^2 \cdot b}{2} \cdot \left(1 - \frac{w_i}{w_{i+1}} \right)^2 \cdot \sigma_{f_{i+1}}$$

Ainsi, considérant que la relation contrainte ouverture de fissure est connue jusqu'à l'itération i , nous obtenons les deux inconnues contrainte et hauteur relative de la fissure à l'itération $i+1$ en mettant en œuvre les équations du modèle précédent, de façon à satisfaire la nullité de l'effort normal et un moment résistant de la section égal au moment expérimental.

Thus, considering that the stress/crack width relationship is known to iteration i , the two unknowns – stress and relative depth of the crack at iteration $i+1$ – can be calculated with the equations of the previous model so as to obtain zero axial force and a resisting moment of the section equal to the test moment.

8.4.3. Initialisation du procédé et stabilisation de la convergence

Afin de démarrer le processus incrémental, il suffit de prendre pour valeurs initiales le point défini comme moment de fissuration (fin du domaine élastique), avec une ouverture de fissure nulle :

8.3. Initialization of process and stabilization of convergence

The starting values taken to begin the incremental process are the point defined as the cracking point (end of the elastic range) and a crack width of zero:

$$M_b^0 = M_{ext} = \frac{-bh^2 \cdot \sigma_f^0}{6}$$

$$M_b^0 = M_{ext} = \frac{-bh^2 \cdot \sigma_f^0}{6}$$

avec $M_f^0 = 0$; $N_b^0 = 0$; $N_f^0 = 0$

with $M_f^0 = 0$; $N_b^0 = 0$; $N_f^0 = 0$

Dans la mesure où la description des résultats expérimentaux est discrète, la méthode inverse mettant en œuvre une sorte de dérivée de la courbe des moments, une oscillation de la relation contrainte en fonction de l'ouverture de la fissure est fréquente. Afin de stabiliser ce phénomène, nous avons pu vérifier qu'il suffit de corriger l'itération i après avoir calculé l'itération $i+1$.

Since the description of the test results is discrete and the back-analysis method uses a sort of derivative of the moment curve, oscillation of the stress/crack width relationship often occurs. It has been shown that it can be stabilized by correcting iteration i after calculating iteration $i+1$.

En pratique, il suffit de repositionner la contrainte de l'itération i en effectuant une moyenne mobile du type suivant :

In practice, it is sufficient to reposition the stress of iteration i by determining a moving average of the following type:

$$\sigma_i = (2 \cdot \sigma_i + \sigma_{i+1})/3$$

$$\sigma_i = (2 \cdot \sigma_i + \sigma_{i+1})/3$$

Dans la mesure où la contrainte ne varie pas brusquement, et c'est le cas en pratique, cette correction conduit à des résultats satisfaisants. Notons que cette opération de stabilisation doit être effectuée à la fin de chaque itération afin d'être prise

If the stress does not vary suddenly, and this is what usually happens, satisfactory results are obtained from this correction. It should be noted that the stabilization operation should be carried out at the end of each

en compte lors du calcul des itérations suivantes.

iteration in order to be taken into account when calculating the following iterations.

Remarque sur l'effet de l'entaille : la hauteur du prisme prise dans les calculs doit être prise égale à la hauteur totale moins la profondeur de l'entaille.

Remark on the effect of the notch : in the calculation, the notch depth has to be deduced from the prism height.

Remarque sur l'éventuel excentrement de l'extensomètre : pour des raisons pratiques, l'extensomètre pontant la fissure est en général légèrement excentré. L'analyse inverse doit prendre en compte l'effet de cet excentrement e au travers de l'équation suivante :

Remark on the possible off-centering of extensometer : for practical reasons, the extensometer bridging the notch is generally slightly off-centred with respect to the bottom chord. Back analysis has to take into account the effect of this off-centre distance e through the following equation :

$$w_0 = w_{mes} \cdot \frac{\alpha \cdot h - \text{profondeur entaillée}}{\alpha \cdot h + e}$$

$$w_0 = w_{meas} \cdot \frac{\alpha \cdot h - \text{notch depth}}{\alpha \cdot h + e}$$

Il est néanmoins possible de mesurer directement l'ouverture de fissure en haut de l'entaille en plaçant l'extensomètre sur le côté de l'éprouvette, au niveau du haut de l'entaille. Dans ce, nous conseillons de placer un extensomètre de chaque côté de l'éprouvette pour des raisons de symétrie.

It is nevertheless possible to measure directly the crack width at the top of the notch, by attaching the extensometer on the side of the specimen, at the level of the top of the notch. In this case, we advise to attach two extensometers at each side of the specimen for symmetry reasons.

9. Estimation de la loi σ - ϵ par essais de flexion 4 points sur prisme non entaillé

9. Estimation of post-cracking law σ - ϵ by 4-point bending tests on unnotched prisms

Dans le cas des BFUP écrouissants, on extrait la loi σ - ϵ à partir des essais de flexion 4 points. On utilisera pour cela la méthode d'analyse inverse point par point décrite dans l'annexe 4, consacrée aux plaques minces.

In the case of strain-hardening UHPFRC, the σ - ϵ law is extracted from 4-point bending tests. To do so, the back analysis method described in annex 4 on thin plates is used.

10. Correction des effets de bord dus au coulage, au sciage ou à l'entaillage

10. Correction of edge effects due to placement, sawing or notching

Pour évaluer l'efficacité des fibres selon qu'elles sont orientées dans un volume (orientation 3D) ou dans un plan (orientation 2D), on se réfère à la probabilité qu'une fibre donnée intercepte un plan donné. Dans ce cas, nous obtenons des coefficients d'orientation des fibres respectivement égaux à $\alpha_{3D}=0,5$, $\alpha_{2D}=2/\pi=0,637$, et $\alpha_{1D}=1$.

To assume the fibre efficiency when their orientation is 3D isotropic, 2D isotropic, we can refer to the probability that a fibre crosses a given plane. In this case, the fibre orientation factors are respectively equal to $\alpha_{3D}=0,5$, $\alpha_{2D}=2/\pi=0,637$, and $\alpha_{1D}=1$.

Lorsque les prismes sont moulés, il est nécessaire de prendre en compte une orientation des fibres qui tend à devenir 2D à proximité des parois du coffrage. Le facteur d'orientation en 2D est de $\alpha_{2D}=2/\pi=0,637$. Nous considérerons un facteur d'orientation moyen égal à 0,597 sur une largeur égale à $l/2$. On applique donc le facteur $(0,597)/\alpha_{3D}$ sur une largeur de $l/2$ pour avoir l'équivalent de l'efficacité en 3D.

When the prisms are cast, the fibre orientation, which tends to become 2-D near the sides of the forms has to be taken into account. The 2-D orientation factor is $\alpha_{2D}=2/\pi=0.637$. We consider an average orientation factor equal to 0.597 for a width equal to $l/2$. The factor $0.597/\alpha_{3D}$ is therefore applied for a width of $l/2$ to have the same effectiveness as 3-D.

Dans les angles, à l'intersection de deux surfaces coffrées, on peut considérer une répartition quasi 1D, soit un facteur d'orientation égal à 1. Nous

In the corners, at the intersection of two formed surfaces, a quasi-1-D distribution can be considered, i.e. an orientation factor of 1. We

considérons un facteur d'orientation moyen égal à 0,841. On applique donc le facteur $0,841/\alpha_{3D}$.

Lorsqu'on est proche d'une paroi sciée, on doit tenir compte du fait que les fibres ont-elles aussi été sciées. On considère que la moitié des fibres ne sont plus ancrées sur une largeur $l_f/2$. On applique donc un facteur $1/2$ sur une largeur $l_f/2$.

Les deux figures ci-dessous donnent des exemples de prisme moulés ou sciés avec les coefficients à appliquer

consider an average orientation factor equal to 0.841. The factor $0.841/\alpha_{3D}$ is therefore applied.

Close to a sawn side, the fact that the fibres have also been sawn must be taken into account. It is considered that half of the fibres are no longer anchored over a width of $l_f/2$. A factor of $1/2$ is therefore applied over a width of $l_f/2$.

The two figures below give examples of cast or sawn prisms and the coefficients to be applied.

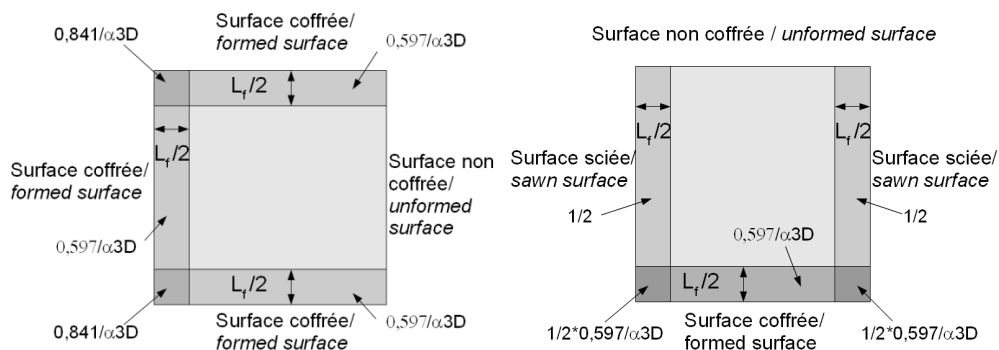


Figure 4 : Exemple de prismes avec différents effets de bord

Figure 4: Prisms examples with different edge effects

Les coefficients α_{3D} et α_{2D} donnés ci-dessus ne tiennent pas compte d'une baisse de l'efficacité des fibres lorsqu'elles tendent à devenir perpendiculaires à la direction étudiée. Aussi, afin de rester prudent dans l'évaluation des effets de bord, nous conseillons d'opter pour un coefficient α_{3D} inférieur de façon à avoir une évaluation sécuritaire des effets de bord. La valeur de α_{3D} généralement utilisée est 0.41.

The coefficients α_{3D} and α_{2D} given above do not take into account a low efficiency of the fibres when they tend to be perpendicular to a chosen direction. In order to stay on the safe side when taking into account edge effects, it is recommended to use a lower value for α_{3D} . The α_{3D} generally used is 0.41.

ANNEXE 4

Caractérisation d'un BFUP utilisé en plaque mince à partir d'essais de flexion

1. Principe

Afin d'obtenir une loi de comportement caractérisant le matériau, on réalise une série d'essais de flexion sur prismes minces puis on traite les résultats expérimentaux par une méthode inverse, simplifiée ou point par point. La méthode simplifiée ne pourra s'appliquer que pour des pièces soumises à une flexion simple ou à une combinaison flexion - compression.

La faible épaisseur de ces structures influence leur réponse en flexion, notamment par l'effet de la distribution des fibres qui est particulièrement conditionnée par les parois du coffrage. L'objectif est donc de caractériser le matériau en réalisant des essais sur des corps d'épreuve dont l'épaisseur est égale à celle de la structure réelle.

Nota : si l'épaisseur réelle n'est pas connue au moment des essais, celle des corps d'épreuve ne devra pas être inférieure à $3 \times l_t$, compte-tenu du domaine de définition des plaques minces précisé au chapitre 1.

Ce choix étant fait sur l'épaisseur, la taille des prismes n'est plus compatible avec la présence d'une entaille permettant la mesure de l'ouverture d'une fissure d'une part et le comportement attendu est celui d'un BFUP écrouissant d'autre part en raison d'une orientation privilégiée des fibres due à la faible épaisseur de l'élément (orientation quasi 2D). Le matériau aura généralement un comportement multi-fissurant, que l'on représentera par une loi σ - ϵ .

Les essais se limitent donc à une flexion sur prismes non entaillés. On mesurera la flèche et/ou la déformation en fibre inférieure en fonction de l'effort appliqué suivant le type d'analyse inverse que l'on souhaite effectuer.

Trois méthodes inverses sont proposées et permettent d'obtenir la loi de comportement du matériau :

- Méthode inverse simplifiée à partir de la loi M-flèche,
- Méthode inverse point par point à partir de la courbe M – déformation en fibre inf,
- Méthode inverse point par point à partir de

ANNEX 4

Characterization of UHPFRC used for thin slabs, using bending tests

1. Principle

To obtain a constitutive law characterizing the material, a series of bending tests are carried out on thin prisms and the test results are processed by back analysis. This method can only be applied to parts subjected to pure bending or bending combined with compression.

The thinness of the elements affects their flexural response, particularly as a result of the fibre distribution which is highly dependent on the sides of the form. The aim is therefore to characterize the material by carrying out tests on specimens of the same thickness as the real structure considered.

NB: If the actual thickness is not known at the time of testing, the thickness of the test specimen must not be less than $3 \times l_t$, based on the definition of thin elements in chapter 1.

Given the thickness chosen, the size of the prisms is no longer compatible with notching for measurement of the crack width. The expected response is that of a strain-hardening UHPFRC because of the preferential orientation of the fibres due to the thinness of the elements (quasi-2-D orientation). The concrete will generally have a multi-cracking behaviour that will be represented by a σ - ϵ law.

The bending tests are therefore only carried out on unnotched prisms. The deflection and/or the bottom chord strain is measured as a function of the applied force, depending on the type of back analysis to be applied.

Three back analysis methods are proposed to obtain the constitutive law of the concrete:

- Simplified back analysis using the M-deflection curve,
- Back analysis of the M-bottom chord strain curve,
- Back analysis of the M-deflection curve.

la courbe M-flèche.

On notera qu'aux effets de parois évoqués précédemment se conjuguent ceux liés au mode de bétonnage d'une plaque mince. Les essais à réaliser doivent en rendre compte, et notamment de l'éventuelle anisotropie de distribution des fibres au sein d'une plaque.

On distingue idéalement deux modes de fabrication de plaques à l'échelle industrielle (voir figure 1) :

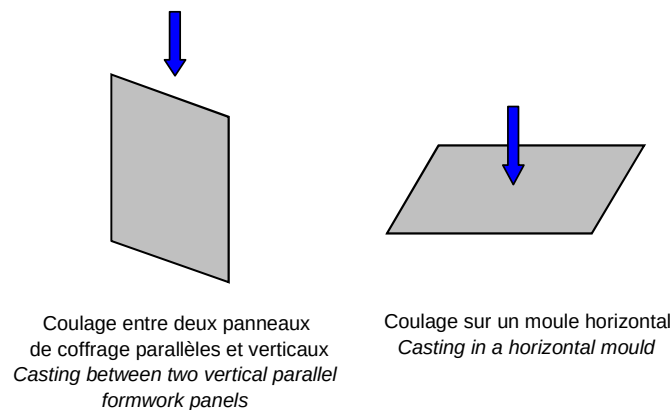


Figure 1 : Principes de coulage

Figure 1: Casting methods

2. Protocole expérimental

2.1. Hypothèses

La structure réelle est une plaque d'épaisseur h (si h n'est pas connue on considère la valeur : $3 \times l_f$).

La longueur des fibres du BFUP vaut l_f .

Le mode de bétonnage est déterminé.

2.2. Confection des corps d'essai

Détermination des dimensions utiles :

Longueur prismes : $L_p = \min [20 \times h ; 60 \text{ cm}]$

Largeur des prismes : $b = 8 \times l_f$

Épaisseur des prismes : h

Distance au bord : $d = \max [l_f ; 2 \text{ cm}]$

Réalisation de 4 plaques carrées de côté égal à $\max [L_p + 2d ; 26L_f + 2d]$, d'épaisseur e , coulées selon le même mode de bétonnage que la structure (coffrages verticaux ou moule horizontal).

Repérage des deux directions principales des plaques (axes X et Y) et leur correspondance avec le mode de bétonnage.

Sciage de 3 prismes dans chaque plaque, selon les dimensions et l'implantation définies sur la figure ci-après.

It should be noted that the wall effects mentioned previously are combined with those resulting from the concrete placement method used for thin slabs. The tests to be carried out must also take this into account, particularly when anisotropy of fibre distribution occurs within the slab.

Ideally, two methods of making thin slabs at the industrial scale are distinguished:

2. Test procedure

2.1. Assumptions

The actual structure is a slab of thickness h (if h is not known, $3 \times l_f$ is used).

The UHPFRC fibre length is l_f .

The concreting method is known.

2.2. Manufacturing of test specimens

Determination of useful dimensions:

Prism length: $L_p = \min [20 \times h ; 60 \text{ cm}]$

Prism width : $b = 8 \times l_f$

Prism depth: h

Distance to edge: $d = \max [l_f ; 2 \text{ cm}]$

Four square slabs are made with a side length of $\max [L_p + 2d ; 26L_f + 2d]$, and thickness e , cast in the same way as the actual structure (vertical forms or horizontal mould).

The two main directions of the slabs (X and Y axes) and their correspondence with the casting method are identified.

Three prisms are sawn from each slab, according to the dimensions and layout shown in the figure below.

Deux séries de 6 prismes sont ainsi obtenues, l'une suivant l'axe X, l'autre suivant l'axe Y (voir figure 2).

Two sets of 6 prisms are thus obtained, one along the X-axis and one along the Y-axis (see figure 2).

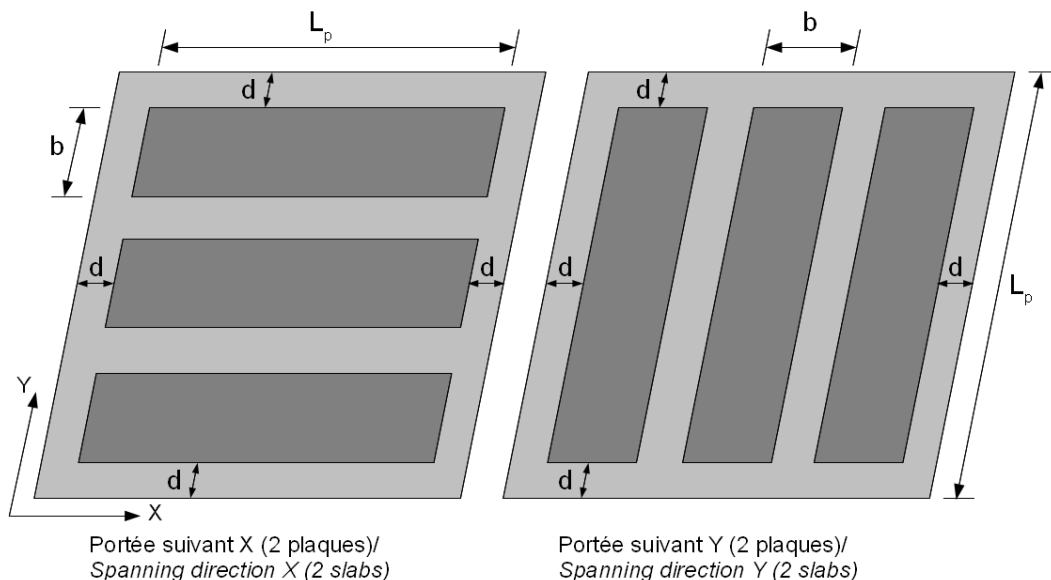


Figure 2 : Plan de découpe

Figure 2 : Cutting layout

2.3. Réalisation des essais

Les prismes sont testés en flexion circulaire (4 points), tel que décrit sur la figure 3 ci-dessous :

2.3. Testing

A 4-point bending test is carried out on the prisms according to figure 3 below:

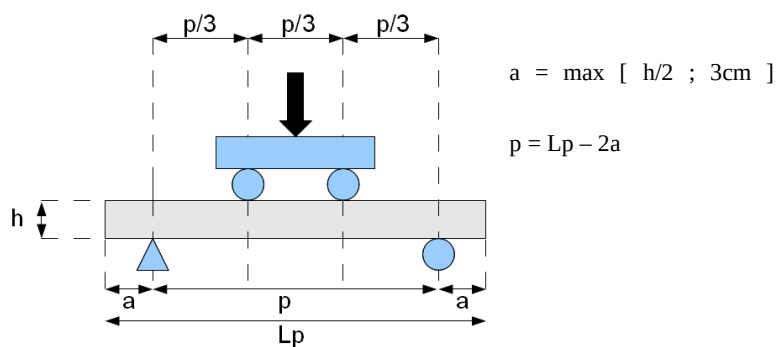


Figure 3 : Essai de flexion 4 points

Figure 3 : 4-point bending test

Les appuis et pièces d'application de la charge sont des rouleaux dont deux sont articulés transversalement. Une ligne d'appuis doit également être rotulée (voir figure 4).

The bearings and load application elements are in the form of rollers, two of which are hinged transversally and a set of bearings is hinged (see figure 4).

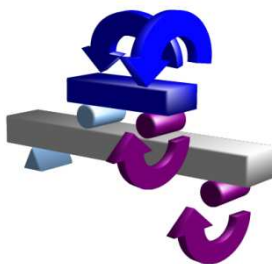


Figure 4 : Articulation transversale des appuis

Figure 4 : Transverse hinging of bearings

Lorsque l'on souhaite effectuer une analyse inverse à partir de la mesure de flèche, les dalles sont instrumentées par deux capteurs de déplacement à mi-portée (située de chaque côté du corps du spécimen). Ces capteurs seront mis en place à l'aide d'un dispositif fixé sur l'éprouvette intégrant les tassements sur appui, comme indiqué sur la figure 5.

When back analysis is to be applied using the deflection measurement, two displacement sensors are placed at mid-span on either side of the specimen using a device fixed to the specimen (with correction of settlement at bearings) as indicated in figure 5.

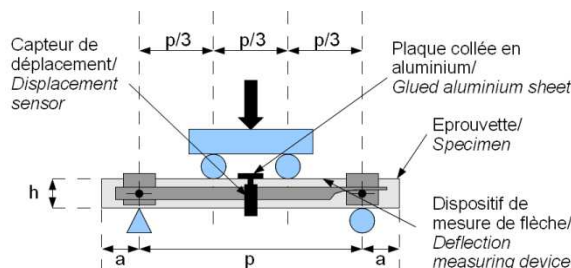


Figure 5 : Principe de mesure de la flèche vraie dans le cas d'un essai de flexion quatre points avant analyse inverse simplifiée

Figure 5 : Principle for measuring actual deflection in the case of a 4-point bending test before back analysis

Lorsque l'on souhaite effectuer une analyse inverse point par point à partir de la déformation en fibre inférieure, il convient de mesurer la déformation en fibre inférieure au moyen d'au moins deux extensomètres disposés comme indiqué sur la figure 6. L'utilisation de deux extensomètres permet de réduire la longueur de base de chacun, évitant ainsi une trop grande souplesse de l'extensomètre. En outre, cette configuration à deux extensomètres décalés permet en théorie de repérer la localisation d'une fissure. La flèche peut également être mesurée en suivant le même principe que sur la figure 5.

When back analysis based on the bottom chord strain is to be carried out, the bottom chord strain must be measured using at least two extensometers placed as indicated in figure 6. By using two extensometers, the gauge length can be reduced, thus preventing them from being too flexible. In addition, the staggered double extensometers theoretically enable to detect the crack localization. The deflection can also be measured using the same principle as in figure 5.

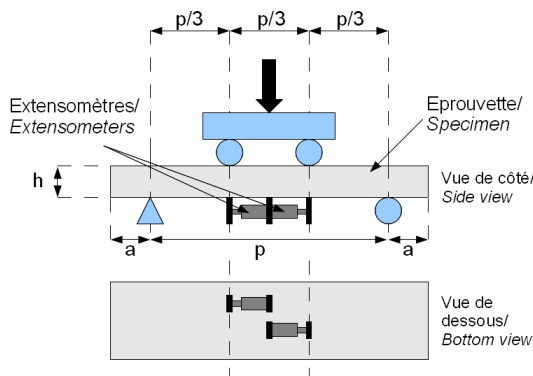


Figure 6 : Principe de mesure de la déformation en fibre inférieure dans le cas d'un essai de flexion quatre points avant analyse inverse point par point

Figure 6: Principle for measuring bottom fibre strain in the case of a 4-point bending test before back analysis

A titre indicatif, une vitesse de 0,25 mm/min en pilotage vérin ou une vitesse de 0,1 mm/min en pilotage par rapport à la flèche est conseillée. Il est possible d'augmenter la vitesse de chargement une fois le maximum de résistance atteint.

The recommended rate is 0.25 mm/min for piston displacement or 0.1 mm/min for deflection. It is possible to increase the loading rate once the maximum loading force has been reached.

3. Traitement des données

3. Data processing

3.1. Détermination de la limite élastique $f_{ct,el}$ et du module d'Young

3.1. Determination of elastic limit $f_{ct,el}$ and Young's modulus

La première étape est la détermination du module d'Young au moyen de la pente à l'origine de la courbe M-flèche.

On prend pour cela la courbe moyenne M-flèche obtenus sur les n corps d'épreuves ($n \geq 6$). On repère visuellement les inflexions ΔM puis on linéarise la courbe sur l'intervalle $\Delta M/3$, $2\Delta M/3$ (voir figure 7). La pente doit alors être multipliée par le coefficient $(23.p^2)/(216.b.h^3/12)$, pour obtenir le module d'Young.

Une autre méthode possible est d'utiliser directement la courbe moyenne M- ϵ_{mes} (où ϵ_{mes} est la déformation en fibre inférieure mesurée par un extensomètre). On applique le même principe que précédemment à savoir, on repère le point d'inflexion visuellement puis on calcule la pente de la courbe M- ϵ_{mes} à partir des valeurs au tiers et deux tiers de la perte de linéarité apparente. La pente doit alors être multipliée par le facteur $(e+h/2)/(b.h^3/12)$, où e est l'excentrement de l'extensomètre par rapport à la fibre inférieure.

The first step is to determine the Young's modulus using the slope at the origin of the M-deflection curve.

Taking the mean M-deflection curve obtained on n specimens ($n \geq 6$), the points of inflection are visually noted and the curve linearized on the interval $\Delta M/3$, $2\Delta M/3$ (see figure 7). The slope must then be multiplied by the coefficient $(23.p^2)/(216.b.h^3/12)$ to obtain the Young's modulus.

Another possible method is to use the mean curve M- ϵ_{meas} directly (where ϵ_{meas} is the strain at bottom chord measured with an extensometer). The same principle is applied as before, that is, the point of inflection is noted visually and the slope of the M- ϵ_{meas} curve is calculated according to values corresponding to one-third and two-thirds of the apparent loss of linearity. The gradient must then be multiplied by the factor $(e+h/2)/(b.h^3/12)$, where e is the shift of the extensometer with respect to the bottom chord.

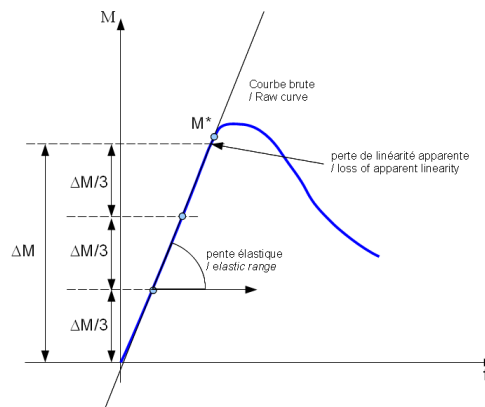


Figure 7 : Détermination de la limite élastique

Figure 7: Determination of the limit of elasticity

La deuxième étape consiste à mesurer la limite d'élasticité $f_{ct,el}$.

Sur chaque courbe M-flèche ou M- ϵ_{mes} , on détermine le point d'inflexion ΔM visuellement puis on trace la droite passant par $\Delta M/3$ et $2\Delta M/3$, comme indiqué sur la figure 7. Le point d'inflexion M^* est alors plus lisible. La valeur d'inflexion du moment doit ensuite être multipliée par $6/bh^2$ pour obtenir la limite élastique $f_{ct,el}$.

Les valeurs moyennes et caractéristiques $f_{ctm,el}$ et $f_{ctk,el}$ se déduisent par le traitement statistique habituel (voir annexe 1).

3.2.Méthode inverse simplifiée

The second step consists in measuring the limit of elasticity $f_{ct,el}$.

On each M-deflection or M- ϵ_{meas} curve, the point of inflection ΔM is determined visually and a straight line drawn through $\Delta M/3$ and $2\Delta M/3$, as indicated in figure 7. The point of inflection M^* becomes more apparent. The point of inflection of the moment curve must then be multiplied by $6/bh^2$ to obtain the elastic limit stress $f_{ct,el}$.

The mean and characteristic values of $f_{ctm,el}$ and $f_{ctk,el}$ can be deduced from the usual statistical processing (see annex 1).

3.2. Simplified back analysis

Cette méthode suppose d'avoir mesuré la flèche.

On fait l'hypothèse que la loi de comportement du BFUP peut être représentée par une courbe simplifiée comme indiquée sur la figure 8 :

This method is based on the assumption that the deflection has been measured and that the UHPFRC constitutive law can be represented by a simplified curve as indicated in figure 8:

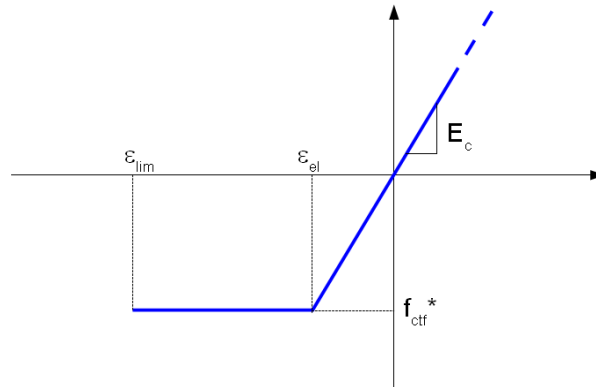


Figure 8 : loi simplifiée

Figure 8 : Simplified constitutive law

On fait de plus l'hypothèse simplificatrice que la courbure χ dans la zone de moment constant se déduit de la formule suivante (seulement rigoureusement valable en régime élastique) à partir de la flèche δ et la portée p (voir figure 5):

In addition, the simplifying assumption is made that the curvature χ in the constant bending moment area can be deduced from the following formula (which strictly speaking is only valid in the elastic domain), using the deflection δ and the span p (see figure 5):

$$\delta = \frac{23}{216} \chi p^2$$

Cette approximation tend à légèrement sous-estimer la courbure réelle lorsque la section la plus sollicitée commence à plastifier.

This approximation tends to slightly underestimate the actual curvature when the chord under highest tension starts to yield.

f_{ctf} ainsi que ϵ_{lim} sont calculés à partir de l'état de déformation et de contrainte obtenu sous le moment maximum.

f_{ctf} and ϵ_{lim} are calculated from the stress and strain obtained under the maximum moment.

Sous le moment maximum observé, les diagrammes de déformation et de contrainte sont les suivants :

The stress and strain diagrams under the maximum moment observed are as follows:

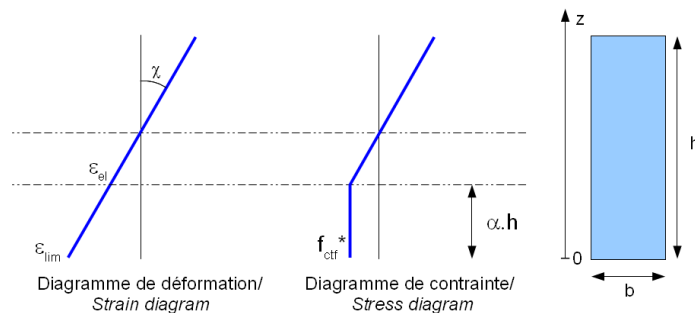


Figure 9 : Distribution des déformations et contraintes avec la loi simplifiée

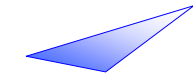


Figure 9: Stress and strain distribution with simplified constitutive law

Nous considérons donc dans la suite des calculs :

N effort normal nul.

M le moment maximum observé égal à $F.p/6$

χ la courbure correspondant à la flèche concomitante à ce moment

h hauteur du prisme

b largeur du prisme

E module d'Young instantané

L'expression des contraintes en fonction de la hauteur z , de la hauteur fissurée αh et de f_{ctf}^* (voir figure 8) est :

$$\sigma(z) = f_{ctf}^* \quad \text{si } 0 \leq z \leq \alpha h$$

$$\sigma(z) = f_{ctf}^* + (z - \alpha h) \cdot \chi \cdot E \quad \text{si } \alpha h \leq z \leq h$$

N et M peuvent s'écrire :

$$N = b \cdot h \cdot f_{ctf}^* + \frac{1}{2} b \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot h^2 \cdot \chi \cdot E$$

$$M = b \cdot \frac{h^2}{2} \cdot f_{ctf}^* + b \cdot \left(\frac{1}{3} - \frac{\alpha}{2} + \frac{\alpha^3}{6} \right) \cdot h^3 \cdot \chi \cdot E$$

Utilisant le fait que l'effort normal est nul, on peut déduire α en fonction de M à l'aide de l'équation du troisième degré suivante :

$$M = (2\alpha^3 - 3\alpha^2 + 1) \cdot \frac{b \cdot h^3 \cdot \chi \cdot E}{12}$$

puis la valeur de f_{ctf}^* :

$$f_{ctf}^* = -\frac{1}{2} (1 - \alpha)^2 \cdot h \cdot \chi \cdot E$$

Il vient alors

$$\varepsilon_{lim} = -\chi \cdot \alpha \cdot h + \frac{f_{ctf}^*}{E}$$

Cette méthode est appliquée sur la courbe caractéristique M-flèche pour obtenir la loi simplifiée caractéristique et sur la courbe moyenne M-flèche pour obtenir la loi simplifiée moyenne.

3.3. Méthode inverse point par point à partir de la courbe M-déformation en fibre inf

In the calculations below, the following apply:

N nil axial force.

M maximum bending moment observed equal to $F.p/6$

χ curvature corresponding to the deflection concomitant with the above moment

h height of prism

b width of prism

E instantaneous Young's modulus

The expression of the stress as a function of the height z , the cracked height αh and f_{ctf}^* (see figure 8) is:

$$\sigma(z) = f_{ctf}^* \quad \text{if } 0 \leq z \leq \alpha h$$

$$\sigma(z) = f_{ctf}^* + (z - \alpha h) \cdot \chi \cdot E \quad \text{if } \alpha h \leq z \leq h$$

N and M can be written:

$$N = b \cdot h \cdot f_{ctf}^* + \frac{1}{2} b \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot h^2 \cdot \chi \cdot E$$

$$M = b \cdot \frac{h^2}{2} \cdot f_{ctf}^* + b \cdot \left(\frac{1}{3} - \frac{\alpha}{2} + \frac{\alpha^3}{6} \right) \cdot h^3 \cdot \chi \cdot E$$

Using the fact that the axial force is nil, α can be deduced as a function of M using the following third degree equation:

$$M = (2\alpha^3 - 3\alpha^2 + 1) \cdot \frac{b \cdot h^3 \cdot \chi \cdot E}{12}$$

then the value of f_{ctf}^* reads:

$$f_{ctf}^* = -\frac{1}{2} (1 - \alpha)^2 \cdot h \cdot \chi \cdot E$$

Which gives

$$\varepsilon_{lim} = -\chi \cdot \alpha \cdot h + \frac{f_{ctf}^*}{E}$$

This method is applied to the characteristic M-deflection curve to obtain the simplified characteristic law and to the average M-deflection curve to obtain the simplified average law.

3.3. Back analysis of the M-bottom chord strain curve

Cette méthode suppose d'avoir mesuré la déformation en fibre inférieure grâce à un jeu d'extensomètres, comme indiqué figure 6 de cette annexe. Cela suppose également d'avoir mesuré la flèche comme indiqué sur la figure 5.

Pour des raisons pratiques, les extensomètres sont en général légèrement excentrés par rapport à la fibre inférieure. Nous appellerons cette distance d'excentrement e . En moyennant les résultats des différents extensomètres, nous obtenons une déformation moyenne mesurée à une distance e de la fibre inférieure. Nous appellerons cette déformation ϵ_{mes} .

La méthode proposée consiste à déterminer la loi de comportement post-élastique par analyse inverse à partir des valeurs de déformation $\epsilon_{mes,i}$ mesurées en fibre inférieure, ou au niveau de l'extensomètre (on a souvent un léger excentrement dû au dispositif de mesure de la déformation).

A la fin de l'essai, nous obtenons un jeu de valeurs $(\epsilon_{mes,i} ; M_i)$ mesurées à chaque étape i de l'essai, pour différentes valeurs d'effort appliqué.

L'objectif est ici de trouver la déformation en fibre inférieure ϵ_n et la contrainte σ_n associée pour chaque étape n .

Nous procédons par récurrence.

A l'étape $n=0$ correspondant à une charge nulle, la déformation ϵ_0 est nulle ainsi que la contrainte σ_0 associée.

A l'étape n , on connaît les valeurs $(\epsilon_i ; \sigma_i)$ pour $i=1$ à $n-1$. On connaît également le moment M_n et la déformation mesurée $\epsilon_{mes,n}$.

Nous cherchons la hauteur tendue $\beta_n \cdot h$, la déformation en fibre inf ϵ_n et la contrainte σ_n , soient trois inconnues.

La figure 9 ci-dessous montre la répartition des déformations et contraintes sur toute la hauteur du spécimen.

This method assumes that the bottom chord strain has been measured using a series of extensometers as indicated in figure 6 of this annex. It also assumes that the deflection has been measured as indicated in figure 5.

For practical reasons, the extensometers are usually slightly off-centred with respect to the bottom chord. We will call this shift distance e . By averaging the results of the different extensometers, we obtain a mean strain measured at a distance e from the bottom chord. We will call the resulting strain ϵ_{mes} .

The proposed method consists in determining the post-elastic constitutive law from the strain values $\epsilon_{mes,i}$ measured on the bottom chord or by the extensometer (a slight shift often occurs due to the measuring device).

At the end of the test, we obtain a set of values $(\epsilon_{mes,i} ; M_i)$ measured at each step i in the test, for different applied force values.

The aim here is to find the bottom chord strain ϵ_n and the associated stress σ_n for each step n .

A stepwise method will be used.

At step $n=0$ corresponding to a nil load, the strain ϵ_0 and the associated stress σ_0 are nil.

At step n , the values of $(\epsilon_i ; \sigma_i)$ are known for $i=1$ to $n-1$. The moment M_n and measured strain $\epsilon_{mes,n}$ are also known.

We are looking for the height $\beta_n \cdot h$ under tension, the bottom chord strain ϵ_n and the stress σ_n , i.e. three unknowns.

Figure 9 below shows the stress and strain distribution over the entire height of the specimen.

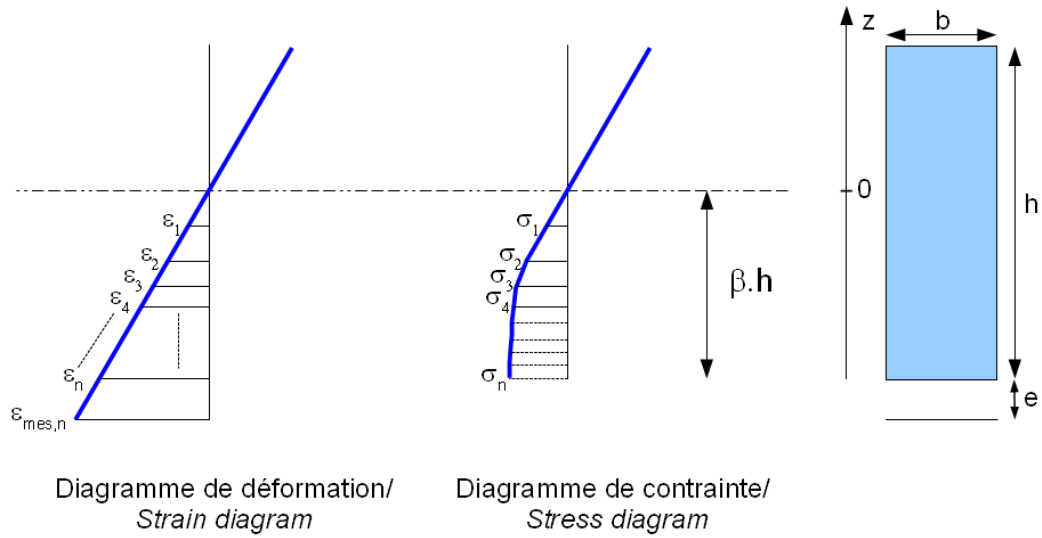


Figure 9 : Distribution des déformations et contraintes

Figure 9: Stress and strain distribution

Nous disposons de trois relations :

- Variation linéaire de déformation sur la hauteur
- Effort normal nul
- Moment de flexion

La première équation est simplement l'application de l'hypothèse de Navier-Bernoulli pour passer de $\varepsilon_{mes,n}$ (déformation au niveau de l'extensomètre) à ε_n (déformation en fibre inférieure).

We have three relationships:

- Linear strain variation along the height
- Nil axial force
- Bending moment

The first equation is simply the application of the Navier-Bernoulli hypothesis to obtain ε_n (bottom chord strain) from $\varepsilon_{mes,n}$ (strain read on the extensometer).

$$\varepsilon_n = \varepsilon_{mes,n} \times \frac{\beta \cdot h}{\beta \cdot h + e}$$

Les deuxièmes et troisièmes relations résultent du calcul de l'effort normal et du moment de flexion.

The second and third equations result from calculation of the axial force and bending moment.

L'équation sur l'effort normal est :

The axial force equation is:

$$N = N_c + N_t = \frac{1}{2} \frac{(1 - \beta_n)^2}{\beta_n} (-\varepsilon_n) h \cdot b \cdot E + \left(-\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \right) \sum_{i=1}^n (\varepsilon_{i-1} - \varepsilon_i) \cdot \frac{\sigma_i + \sigma_{i-1}}{2} \cdot b = 0$$

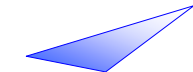
L'équation sur le moment est :

The bending moment equation is:

$$M = M_c + M_t = \frac{1}{3} \cdot \frac{(1 - \beta_n)^3}{\beta_n} (-\varepsilon_n) h^2 \cdot b \cdot E + \left(\frac{\beta_n h}{\varepsilon_n} \right)^2 \cdot \sum_{i=1}^n (\varepsilon_{i-1} - \varepsilon_i) \frac{(2\varepsilon_i + \varepsilon_{i-1})\sigma_i + (2\varepsilon_{i-1} + \varepsilon_i)\sigma_{i-1}}{6} \cdot b$$

La résolution de ces trois équations permet de

Solving these three equations enables β_n , ε_n and σ_n



déterminer β_n , ε_n et σ_n .

Afin de favoriser la convergence de l'algorithme et d'éviter d'avoir des résultats avec un bruit trop important, la contrainte σ_n peut être moyennée avec la contrainte σ_{n-1} dans l'algorithme (même principe que pour l'analyse inverse en flexion 3 points présentée en annexe 3)

Une source d'erreur possible avec cette méthode provient de la position de l'extensomètre permettant de mesurer la déformation $\varepsilon_{mes,i}$. L'excentricité éventuelle doit être mesurée précisément.

Si on détaille le calcul de l'effort normal et du moment :

$$N_c = \int_0^{(1-\beta_n)h} \sigma(z) \cdot b \cdot dz$$

Soit en remplaçant z par $z = -\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \cdot \varepsilon$

to be determined.

In order to ensure convergence of the algorithm and avoid having results with excessive noise, the σ_n stress can be averaged with the σ_{n-1} stress in the algorithm (same principle as used for back analysis on 3 points flexure tests presented in annex 3).

A possible source of error with this method comes from the position of the extensometer used to measure the strain $\varepsilon_{mes,i}$. Any eccentricity must be measured with precision.

If the axial force and moment are calculated as follows:

i.e. by replacing z by $z = -\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \cdot \varepsilon$

$$N_c = \left(-\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \right) \int_0^{\varepsilon_c} \sigma(\varepsilon) \cdot b \cdot d\varepsilon = \left(-\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \right) \cdot b \cdot E \cdot \frac{\varepsilon_c^2}{2}$$

Puis on utilise la relation :

Then the following equation is used:

$$\varepsilon_c = -\frac{1-\beta_n}{\beta_n} \varepsilon_n$$

On retrouve l'expression :

Which gives the expression:

$$N_c = \frac{1}{2} \frac{(1-\beta_n)^2}{\beta_n} \cdot (-\varepsilon_n) \cdot h \cdot b \cdot E$$

Pour N_t , on réalise une intégration trapézoïdale

For N_t , trapezoidal integration is used.

$$N_t = \sum_{i=1}^n (z_{i-1} - z_i) \cdot \frac{\sigma_i + \sigma_{i-1}}{2} \cdot b$$

Et on remplace simplement les hauteurs z_i par

And the z_i heights are simply replaced by

$z_i = -\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \cdot \varepsilon_i$ pour obtenir :

$z_i = -\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \cdot \varepsilon_i$ to obtain:

$$N_t = \left(-\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \right) \sum_{i=1}^n (\varepsilon_{i-1} - \varepsilon_i) \cdot \frac{\sigma_i + \sigma_{i-1}}{2} \cdot b$$

Pour le moment provenant de la partie comprimée :

For the moment coming from the compressed part:

$$M_c = \int_0^{(1-\beta)h} z \cdot \sigma(z) \cdot b \cdot dz$$

Soit en remplaçant z par $z = -\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \cdot \varepsilon$ i.e. by replacing z with $z = -\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \cdot \varepsilon$

$$M_c = \left(-\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_c} \sigma(\varepsilon) \cdot \varepsilon \cdot b \cdot d\varepsilon = \left(-\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \right)^2 \cdot b \cdot E \cdot \frac{\varepsilon_c^3}{3}$$

Puis on utilise la relation :

Then the following equation is used:

$$\varepsilon_c = -\frac{1-\beta_n}{\beta_n} \varepsilon_n$$

On retrouve l'expression :

Which gives the expression:

$$M_c = \frac{1}{3} \frac{(1-\beta_n)^3}{\beta_n} \cdot (-\varepsilon_n) \cdot h^2 \cdot b \cdot E$$

Pour M_t , on réalise une intégration trapézoïdale

For M_t , trapezoidal integration is used.

$$M_t = \sum_{i=1}^n (z_{i-1} - z_i) \cdot \frac{(2z_i + z_{i-1}) \cdot \sigma_i + (z_i + 2z_{i-1}) \cdot \sigma_{i-1}}{6} \cdot b$$

Et on remplace simplement les hauteurs z_i par

And the heights z_i are simply replaced by

$z_i = -\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \cdot \varepsilon_i$ pour obtenir :

$z_i = -\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \cdot \varepsilon_i$ to obtain:

$$M = \left(\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \right)^2 \sum_{i=1}^n (\varepsilon_{i-1} - \varepsilon_i) \frac{(2\varepsilon_i + \varepsilon_{i-1}) \cdot \sigma_i + (2\varepsilon_{i-1} + \varepsilon_i) \cdot \sigma_{i-1}}{6} \cdot b$$

3.4. Méthode inverse point par point à partir de la courbe M-flèche

3.4. Back analysis method using the M-deflection curve

La relation entre la courbure et la flèche donnée ci-dessous n'est strictement valable qu'en régime élastique. Elle n'est plus valable lorsque le matériau commence à avoir un comportement non linéaire :

The relationship between the curve and the deflection, given below, is only valid in the elastic domain. It is no longer valid after yielding:

$$\delta = \frac{23}{216} \chi p^2$$

Dans un essai de flexion 4 points, le moment a une allure trapézoïdale. La courbe de courbure en fonction de l'abscisse a la même allure tant que l'on ne dépasse pas le moment élastique. Une fois celui-ci atteint, la relation entre moment et courbure n'est plus linéaire. La courbure augmente alors plus que le

In a 4 points bending test, the bending moment curves has a trapezoidal shape. The curvature curve has the same shape while the elastic bending moment is not reached. After yielding, the relationship between bending moment and curvature is no longer linear. The curvature increases more

moment. L'allure de la courbe de courbure fonction de l'abscisse est donc modifiée comme indiquée sur la figure 10.

than the bending moment. The shape of curvature curves is modified as indicated on figure 10.

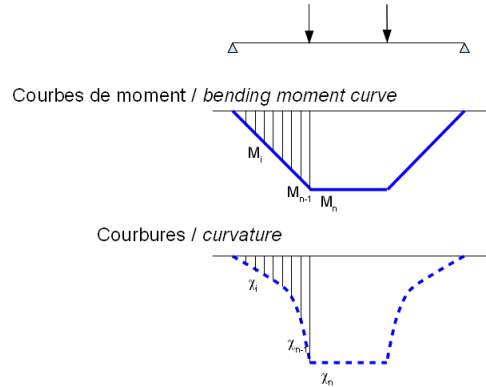


Figure 10 : Courbes de moment et courbure après plastification

Figure 10: Bending moment and curvature curves after yielding

Connaissant la courbe moment flèche, on peut déduire la courbe moment-courbure en procédant par analyse inverse.

Knowing the law bending moment – deflection, it is possible to deduce the law bending moment – curvature using back analysis.

On procède par récurrence.

The stepwise method is used.

Pour un moment nul, la flèche et la courbure sont nuls.

For a bending moment equal to zero, deflection and curvature are also nil.

A un couple moment M_n – flèche δ_n donné, si on suppose connues les courbures χ_i associées aux moments M_i , i allant de 1 à $n-1$, alors on détermine la courbure χ_n pour obtenir la flèche δ_n (voir figure 10). Prenant l'ensemble des courbures χ_i , i de 1 à n , on intègre deux fois ces courbures pour obtenir la flèche.

For a given pair bending moment M_n – deflection δ_n , if we suppose that we know the curvature χ_i associated to the bending moment M_i , for i from 1 to $n-1$, then we can determine χ_n to obtain the deflection δ_n (see figure 10). Taking all the curvatures χ_i , i from 1 to n , deflection is obtained by double integration.

Une fois l'ensemble des couples M_i, χ_i obtenus, on procède à une deuxième analyse inverse pour déduire la loi contrainte déformation.

Once obtained the pairs M_i, χ_i for each i , the stress-strain law is obtained through a second back analysis.

A chaque étape i , nous avons maintenant comme données d'entrée un couple de valeur M_i, χ_i .

At each step i , our input data is now the pair M_i, χ_i .

L'objectif est d'obtenir les valeurs ϵ_i de déformation en fibre inférieure ainsi que la contrainte σ_i associée.

The aim is to obtain the bottom chord strain values ϵ_i and the associated stress σ_i .

Nous procédons de nouveau par récurrence.

The stepwise method will be used again.

A l'étape 0, $\epsilon_0 = 0$ et $\sigma_0 = 0$.

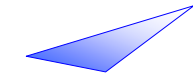
At step 0, $\epsilon_0 = 0$ and $\sigma_0 = 0$.

A l'étape n , nous supposons connues les valeurs ϵ_i et σ_i pour $i=1$ à $n-1$. Nous connaissons aussi les valeurs M_n et la courbure χ_n .

At step n , we assume that the values of ϵ_i and σ_i are known for $i=1$ to $n-1$. We also know the values of M_n and the χ_n curve.

A l'aide des équations sur le diagramme linéaire de déformation, l'effort normal et le moment, nous

The linear strain diagram, axial force and moment equations are then used to determine ϵ_n , σ_n et β_n .



cherchons à déterminer ε_n , σ_n et β_n .

L'équation sur la variation linéaire de déformation conduit à :

The linear strain variation equation gives:

$$\varepsilon_n = -\chi_n \beta_n \cdot h$$

On utilise le fait que l'effort normal est nul pour écrire l'équation sur l'effort normal.

The fact that the axial force is nil is used to write the axial force equation.

$$N = N_c + N_t = \frac{1}{2}(1 - \beta_n)^2 h^2 \cdot b \cdot \chi_n \cdot E + \frac{1}{\chi_n} \sum_{i=1}^n (\varepsilon_{i-1} - \varepsilon_i) \cdot \frac{\sigma_i + \sigma_{i-1}}{2} \cdot b = 0$$

L'équation sur le moment donne quant à elle :

The bending moment equation gives the following:

$$M = M_c + M_t = \frac{h^3}{3} \cdot (1 - \beta)^3 \cdot b \cdot \chi_n \cdot E + \left(\frac{1}{\chi_n} \right)^2 \cdot \sum_{i=1}^n (\varepsilon_{i-1} - \varepsilon_i) \frac{(2\varepsilon_i + \varepsilon_{i-1})\sigma_i + (2\varepsilon_{i-1} + \varepsilon_i)\sigma_{i-1}}{6} \cdot b$$

A l'aide de ces trois équations, nous pouvons déterminer nos trois inconnues ε_n , σ_n et β_n

Using these three equations, we can determine the three unknowns ε_n , σ_n and β_n .

Afin de favoriser la convergence de l'algorithme et d'éviter d'avoir des résultats avec un bruit trop important, la contrainte σ_n peut être moyennée avec la contrainte σ_{n-1} dans l'algorithme.

In order to ensure convergence of the algorithm and avoid having results with excessive noise, the σ_n stress can be averaged with the σ_{n-1} stress in the algorithm.

3.5. Amélioration de l'algorithme de résolution des méthodes inverses point par point.

3.5. Improvement of the algorithm used for back analysis methods.

Un travail sur les équations permet de réduire le nombre d'inconnues et d'équations à chaque itération.

An analysis of the equations enables to reduce the number of unknowns and equations at each iteration.

Commençons par considérer les équations d'effort normal.

We will begin with the axial force equations.

A l'étape n-1, le terme N_c provenant de la zone comprimée peut s'écrire :

At step n-1, the term N_c from the compressed area can be written as follows:

$$N_c(n-1) = \frac{1}{2}(1 - \beta_{n-1})^2 h^2 \cdot b \cdot \left(-\frac{\varepsilon_{n-1}}{\beta_{n-1} h} \right) \cdot E$$

Toujours à l'étape n-1, le terme N_t provenant de la zone tendue vérifie donc :

Also in step n-1, the term N_t from the tension zone therefore verifies:

$$N_t(n-1) = \left(-\frac{\beta_{n-1} \cdot h}{\varepsilon_{n-1}} \right) \cdot b \cdot \int_{\varepsilon_{n-1}}^0 \sigma(\varepsilon) d\varepsilon = -\frac{1}{2} \frac{(1 - \beta_{n-1})^2}{\beta_{n-1}} h \cdot b \cdot (-\varepsilon_{n-1}) \cdot E$$

A l'étape n, le terme $N_t(n)$ peut s'écrire :

At step n, the term $N_t(n)$ can be written:

$$N_t(n) = \left(-\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \right) \cdot b \cdot \int_{\varepsilon_n}^0 \sigma(\varepsilon) d\varepsilon = -\frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \cdot b \cdot \int_{\varepsilon_{n-1}}^0 \sigma(\varepsilon) d\varepsilon - \frac{\beta_n \cdot h}{\varepsilon_n} \int_{\varepsilon_n}^{\varepsilon_{n-1}} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon$$

Soit encore :

Or:

$$-\frac{1}{2} \frac{(1-\beta_n)^2}{\beta_n} h \cdot b \cdot (-\varepsilon_n) \cdot E = \frac{1}{2} \frac{\beta_n}{\varepsilon_n} \cdot \frac{(1-\beta_{n-1})^2}{(\beta_{n-1})^2} \cdot (\varepsilon_{n-1})^2 \cdot h \cdot b \cdot E - \frac{\beta_n}{\varepsilon_n} \cdot \frac{\sigma_n + \sigma_{n-1}}{2} \cdot (\varepsilon_{n-1} - \varepsilon_n) \cdot h \cdot b$$

De cette dernière équation, on peut déduire une relation directe entre σ_n et β_n , par exemple $\sigma_n = f(\beta_n)$.

On remarquera en effet que ε_n s'obtient en fonction de $\varepsilon_{mes,n}$ ou χ_n et de β_n .

This second equation can be used to deduce a direct relationship between σ_n and β_n , for example $\sigma_n = f(\beta_n)$.

It will be noted that ε_n is obtained as a function of $\varepsilon_{meas,n}$ or χ_n and β_n .

Intéressons nous maintenant à la formule du moment à l'étape n.

We will now consider the bending moment formula at step n.

M_n est fonction de σ_n , β_n et ε_n (ou χ_n). ε_n s'obtient à partir de $\varepsilon_{mes,n}$ ou χ_n et de β_n .

M_n is a function of σ_n , β_n and ε_n (or χ_n). ε_n is obtained from $\varepsilon_{meas,n}$ or χ_n and β_n .

σ_n est fonction de β_n comme démontré précédemment, donc l'équation sur le moment peut s'écrire directement :

σ_n is a function of β_n as shown previously. The moment equation can therefore be written directly:

$M_n = f(\beta_n)$, on aboutit donc à un problème à une équation et une inconnue.

$M_n = f(\beta_n)$, which leads to a problem with one equation and one unknown.

3.6. Obtention de la loi de calcul à partir des analyses inverses point par point.

3.6. Determination of the design law from point by point back analysis

La méthode d'analyse inverse point par point est appliquée sur chaque courbe M-f ou M- ε .

The back analysis method is applied to each M-f or M- ε curve.

On repère sur chaque courbe σ - ε la déformation $\varepsilon_{lim,1}$ correspondant à une diminution irréversible.

On each σ - ε curve, the strain $\varepsilon_{lim,1}$, corresponding to an irreversible stress decrease, is located.

La déformation en fibre inférieure correspondant au moment maximum sera appelée $\varepsilon_{lim,2}$.

The bottom chord strain corresponding to the maximum moment will be called $\varepsilon_{lim,2}$.

Nous considérons alors la limite en déformation $\varepsilon_{lim} = \min(\varepsilon_{lim,1} ; \varepsilon_{lim,2})$.

The strain limit $\varepsilon_{lim} = \min(\varepsilon_{lim,1} ; \varepsilon_{lim,2})$ is then considered.

La limite ε_{lim} est prise égale à la deuxième valeur la plus faible déterminée sur les 6 prismes testés.

The limit ε_{lim} is taken to be equal to the second smallest value determined from the 6 prisms tested.

La courbe de calcul est ensuite la jonction entre la partie linéaire obtenue jusqu'à $f_{ct,el}$ et la loi point par point obtenue par analyse inverse (voir figure 11).

The design curve is then the junction between the linear part obtained up to $f_{ct,el}$ and the back analysis law obtained (see figure 11).

Les courbes de calcul moyennes et caractéristiques sont obtenues directement par analyse inverse de la

The average and characteristic design curves are obtained directly by back analysis of the average

courbe moyenne M- ϵ et de la courbe caractéristique M- ϵ .

curve M- ϵ and of the characteristic curve M- ϵ .

Figure 12 sums up the overall methodology.

La figure 12 résume la méthodologie générale.

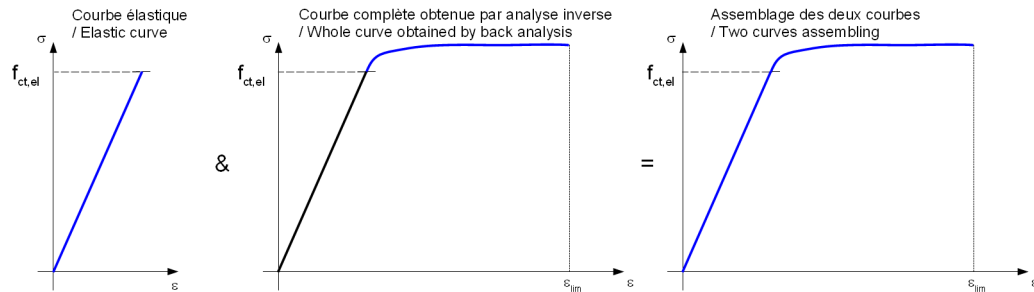


Figure 11 : principe d'assemblage des deux courbes

Figure 11 : Principle of assembling two curves

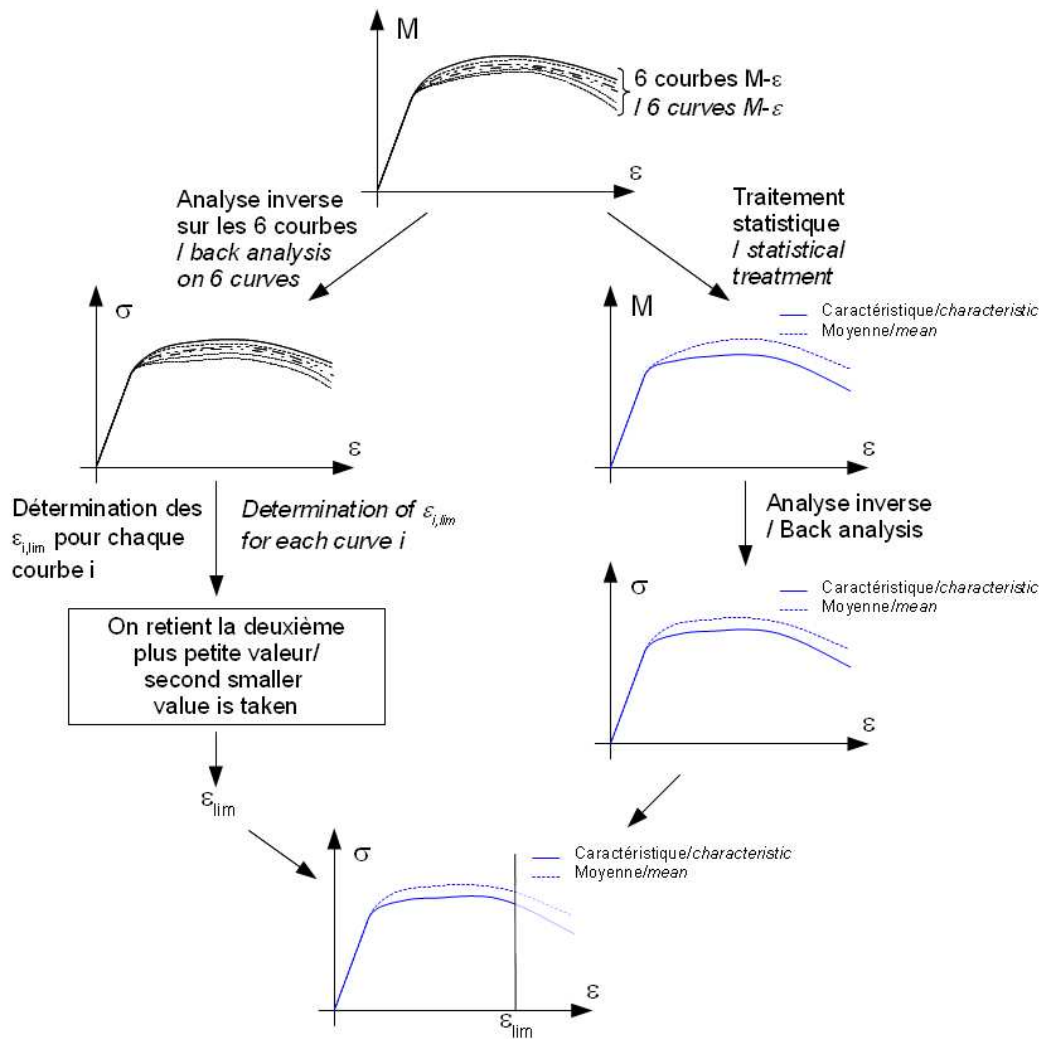


Figure 12 : Récapitulatif méthode d'analyse inverse point par point

Figure 12: Overview of the back analysis point by point method

ANNEXE 5

Essais exigés dans le cadre des épreuves d'étude, de convenance et de contrôle

Les tableaux ci-dessous indiquent les essais à réaliser pour les épreuves d'étude de convenance et de contrôle, en complément du chapitre 1.

ANNEX 5

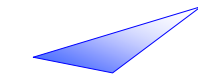
Design, suitability and control tests to be carried out

The tables below indicate the tests to be carried out in addition to those detailed in Chapter 1, during design validation, suitability and control phases.

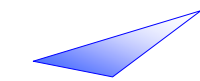
	Présence dans la carte d'identité	Fréquence (durée validité donnée carte d'identité)	Epreuves de convenance	Epreuves de contrôle	Commentaires
Consistance	Définition valeur cible et fourchette	2 ans	Oui	Oui	
DPU (durée pratique d'utilisation)	Définition durée	2 ans	Oui	Non	
Définition traitement thermique (TT)	Définition du processus	Sans objet	Oui	Non	
Rc avant et après TT de type 2	Obligatoire	2 ans	Oui	Non	
Rt avant et après TT de type 2	Obligatoire	2 ans	Oui	Non	
Rc et Rt à 28 jours	Obligatoire	2 ans	Oui	Oui	
Module d'élasticité E_{cm} à 28 jours	Obligatoire	2 ans	Oui	Suivi des déformations	Suivant CCTP, suivi adapté selon type de structure
Densité	Obligatoire	2 ans	Oui	Non	
Porosité à l'eau à 28 jours	Obligatoire	5 ans	Oui si application liée à la durabilité	Non	Appliquer la norme habituelle pour la porosité mais augmenter la durée de séchage (72h minimum)
Coeff de dilatation thermique à 28 jours à 20 °C	Obligatoire	10 ans		Non	
Retrait (endogène et dessiccation) de 0 à 90 jours	Obligatoire	5 ans		Contrôle indirect, suivi géométrique	Retrait au jeune âge selon protocole LPC ou équivalent
Teneur en air (air occlus béton frais)	Obligatoire	2 ans	Oui	A définir suivant projet	
Fluage (propre et dessiccation)	Selon projet (obligatoire si ouvrage précontraint)	5 ans		Contrôle indirect, suivi géométrique	
Diffusion des ions chlorures à 90 jours	Selon projet	10 ans	Oui Si application liée à la durabilité	Non	
Résistance au gel-dégel	Selon projet	10 ans	Oui si pertinent	Non	
Résistance au feu	Selon projet	10 ans	Selon exigences maîtrise d'ouvrage (essais d'écaillage possibles)	non	
Perméabilité à l'oxygène et à l'air	Selon projet	10 ans		Non	Selon CCTP
Absorption capillaire	Selon projet	10 ans		Non	

Carbonatation accélérée	Selon projet	10 ans		Non	
Mesure directe de la chaux libre et pH à cœur	Selon projet	10 ans		Non	
Résistance à l'abrasion	Selon projet	10 ans		Non	

Tableau 1 : Essais à réaliser dans le cadre des épreuves d'étude, de convenance et de contrôle.



	Included in technical description	Frequency (validity of technical description data)	Suitability tests	Control tests	Comments
Flowability	Definition of target value and range	2 years	Yes	Yes	
WD (workability duration)	Definition of time period	2 years	Yes	No	
Definition of heat treatment (HT)	Definition of process	Not applicable	Yes	No	
Rc before and after type 2 HT	Compulsory	2 years	Yes	No	
Rt before and after type 2 HT	Compulsory	2 years	Yes	No	
Rc and Rt at 28 days	Compulsory	2 years	Yes	Yes	
Modulus of elasticity E_{cm} at 28 days	Compulsory	2 years	Yes	Monitoring of deflection and deformation.	As per end-performance specifications, monitoring adapted to type of structure
Specific gravity	Compulsory	2 years	Yes	No	
Water porosity at 28 days	Compulsory	5 years	Yes if application related to durability	No	The usual standard for water porosity is applied but the drying time is increased (72 hours minimum)
Coefficient of thermal expansion at 28 days at 20°C	Compulsory	10 years		No	
Shrinkage (endogenous and drying) from 0 to 90 days	Compulsory	5 years		Indirect inspection, monitoring of deflection and deformation	Shrinkage at early age according to LPC protocol or equivalent
Air content (entrained air in fresh concrete)	Compulsory	2 years	Yes	To be defined according to project	
Creep (basic and drying)	According to project (compulsory if prestressed structure)	5 years		Indirect inspection, monitoring of deflection and deformation	
Diffusion of chloride ions at 90 days	According to project	10 years	Yes if application related to durability	No	



Freezing and thawing resistance	According to project	10 years	Yes, if pertinent	No	
Fire resistance	According to project	10 years	According to client's requirements (spalling tests possible)	No	
Oxygen and air permeability	According to project	10 years		No	According to end performance specifications
Capillary absorption	According to project	10 years		No	
Accelerated carbonation	According to project	10 years		No	
Direct measurement of free lime and pH at core	According to project	10 years		No	
Abrasion resistance	According to project	10 years		No	

Table 1: Design, suitability and inspection tests to be carried out

ANNEXE 6

Essais de convenance – précisions et exemples de détermination des coefficients K

Par comparaison à un modèle théorique idéalement aléatoire, les coefficients K permettent de rendre compte de la distribution et de l'orientation des fibres dans une structure réelle. Qu'elle s'apparente plutôt à la famille des poutres épaisses ou au contraire à celle des plaques minces, il convient de déterminer les différentes valeurs de coefficients K, qu'ils soient globaux ou locaux, et qui vont régir la réponse mécanique de cette structure en ses différentes parties.

Leur prise en compte dans la phase des calculs de justification des structures, se fait directement au niveau de la loi de comportement du BFUP considéré. Ces coefficients vont affecter la partie non-linéaire de sa loi de comportement en traction (cf. figure 1), c'est à dire le domaine de comportement influencé par les fibres.

Annex 6

Suitability tests – additional considerations and examples of determination of K factors

K factors enable to represent distribution and orientation of fibres in the real structure, compared to a theoretical model where fibres would be randomly equally distributed and with an isotropic orientation. For thin plates or thick beams, it is necessary to determine the different global and local values of K factors. The structural response will depend partially of these K – factors for its various parts.

K factors are taken into account directly in the design constitutive law of the given UHPFRC. They will affect the non linear part of the tensile law (cf. figure 1), which is the domain influenced by the fibres contribution.

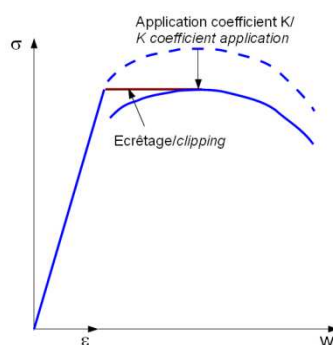


Figure 1 : zone sur laquelle s'applique le coefficient K
Figure 1: domain on which the K factor is applied

Au stade des épreuves de convenances d'un projet, les coefficients K pris en compte dans les calculs doivent être vérifiés expérimentalement, en réalisant un certain nombre d'éprouvettes prélevées dans un éléments témoin à l'échelle 1, suffisamment représentatif de la structure projetée, réalisé avec le même matériau et dans les mêmes conditions de coffrage et de bétonnage.

Les dimensions des éprouvettes en fonction de la longueur des fibres et du type de structure (éprouvette prismatique ou bande mince), le type d'essai (traction directe ou traction par flexion) en fonction de la performance en traction du BFUP

At the stage of suitability tests, the K factors taken into account in the design of a project must be verified experimentally. In order to do this, several samples have to be taken from a mock-up at full scale, sufficiently representative of the structure under design and fabricated with the same material in the same conditions (in terms of formwork and casting process).

Specimens dimensions, which depend on the fibre length and on the type of structure (prism or thin plate), type of test (direct tensile test or bending test), depending on the expected tensile constitutive

(adoucissant, écrouissant...), le nombre de tests et enfin les résultats à en déduire, sont détaillés dans le corps du texte du chapitre 1.

Dans la présente annexe on présente particulièrement les corrections à apporter aux résultats d'essais, liés aux différents effets de bords. On expose ensuite un exemple détaillé de détermination de ces coefficients dans le cas d'un projet réel, et on donne enfin un aperçu des résultats obtenus sur un panel de chantiers réalisés en France ces quinze dernières années.

1 : effets de bord

Un certain nombre d'effets sont de nature à influencer plus ou moins localement l'orientation ou l'ancrage des fibres situées à proximité d'un bord de structure. Il est donc important d'en évaluer l'effet, tout particulièrement dans les zones où le BFUP est sollicité en traction et où l'efficacité des fibres va fortement conditionner la réponse structurale. Les principaux effets de bord sont liés à la présence d'une paroi de coffrage, à l'action d'un sciage ou encore à la présence d'une entaille. Sur certains corps d'épreuve on peut trouver deux voire trois de ces effets.

On convient que pour la surface située dans la zone comprimée lors de l'essai, il n'y a pas de correction à apporter.

law of the UHPFRC (softening or hardening constitutive law), number of tests and processing of the results are detailed in Chapter 1.

In this annex, the corrections which have to be applied to take into account edge effects are especially detailed. Then, an example of determination of the K-factors on real projects is detailed. At last, an overview of the results obtained on several structures built in France during the last fifteen years, is given.

1 : edge effects

Several effects can influence more or less the fibre orientation or the anchoring of the fibres located in the vicinity of the edge of a structure. It is hence very important to quantify this effect, especially in the zones where the UHPFRC is submitted to tensile forces and where the fibre efficiency will highly contribute to the structural response. The main edge effects are linked to the presence of a formwork, to the effect of a sawing or to the presence of a notch. On some specimens, we can find two or three of these effects.

It is assumed that the part which is submitted to compression during the test does not need any correction.

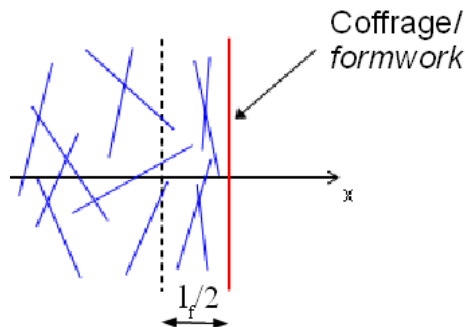


Figure 2 : effet d'une paroi coffrée
Figure 2: effect of formed surface

* Surface coffrée (voir annexe 3)

Les fibres présentes dans la partie centrale d'un prisme ne sont pas perturbées par le coffrage. On suppose qu'elles présentent une distribution 3D isotrope et le facteur d'orientation vaut $\alpha_{3D} = 0.41$ dans cette zone.

Les fibres situées près d'une paroi coffrée (cf. figure 2), c'est-à-dire celles dont le centre de gravité se trouve à l'intérieur d'une bande de largeur $l_f/2$ le long de cette paroi, subissent l'effet de cette paroi. Celles situées contre la paroi présentent une

* Formed surface (see annex 3)

The fibres in the middle of a prism are not disturbed by the formwork. They are assumed to be distributed isotropically in 3D and the orientation factor is equal to $\alpha_{3D} = 0.41$ in this zone.

The fibres located in the vicinity of a formed face (cf. figure 2), that is to say those whose centre of gravity is inside a $l_f/2$ wide band along this formed face are subjected to this wall effect. Those against the form are oriented in 2D ($\alpha_{2D} = 0.637$) and those located at a distance higher than $l_f/2$ are oriented in

orientation 2D ($\alpha_{2D} = 0,637$) et celles situées à une distance supérieure à $l_f/2$ présentent une orientation 3D ($\alpha_{3D} = 0,41$).

Sur la bande de largeur $l_f/2$, on prend une valeur moyenne du facteur d'orientation, qui vaut $\alpha_{2D-3D} = 0,597$.

3D ($\alpha_{3D} = 0,41$).

In a $l_f/2$ wide band, we obtain an average value of the orientation factor, equal to $\alpha_{2D-3D} = 0,597$.

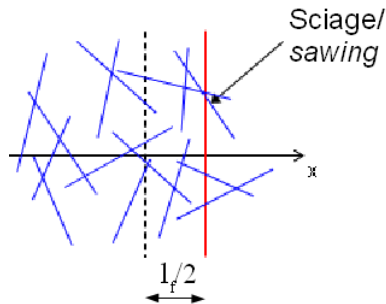


Figure 3 : Effet d'une paroi sciée
Figure 3: Effect of a sawn surface

* Surface sciée (voir annexe 3)

Les fibres présentes dans la partie centrale d'un prisme ne sont pas perturbées par le sciage. On suppose qu'elles présentent une distribution 3D isotrope.

Les fibres dont le centre de gravité se trouve à l'intérieur d'une bande de largeur $l_f/2$ le long du bord scié (cf. figure 3), présentent également une distribution isotrope 3D, mais leur longueur a été réduite par l'effet du sciage. On considère alors qu'une fibre dont le centre de gravité se trouve sur la paroi sciée, n'est plus ancrée. Cet ancrage ne redevient pleinement efficace que pour les fibres dont le centre de gravité est à $l_f/2$ de la paroi.

Dans l'intervalle $[0; l_f/2]$, on suppose donc une efficacité des fibres de 50%.

* Sawn surface (see annex 3)

The fibres in the middle of a prism are not disturbed by the sawing. They are assumed to be distributed isotropically in 3D.

The fibres whose centre of gravity is located inside a $l_f/2$ wide band along the sawn surface (cf. figure 3) are also distributed isotropically in 3D, but their length has been reduced by sawing. It is therefore considered that a fibre whose centre of gravity is on the sawn face is no longer anchored. Anchoring becomes fully effective only for fibres whose centre of gravity is at $l_f/2$ from the face.

In the interval area $[0; l_f/2]$, it is assumed that the fibres are 50% effective

* Entaille

Le recours à une entaille permet de localiser la fissuration d'une éprouvette et donc d'en mesurer précisément l'évolution lors d'un essai de traction directe ou de traction par flexion.

La profondeur de l'entaille doit être supérieure ou égale à la demi-longueur $l_f/2$ des fibres contenues dans le BFUP testé. Ainsi la conséquence indirecte de cette entaille est de supprimer les effets de paroi du coffrage sur l'orientation des fibres sur cette face.

La comparaison se faisant sur des éprouvettes entaillées de la même façon, et la surface de calcul étant comptée après déduction de la partie entaillée, il n'y a pas de correction à apporter.

* Notch

Providing a notch enables to localize cracking of a specimen. It is hence possible to measure the crack width evolution during a direct tensile test or a bending test.

The notch depth has to be higher or equal to the half length of fibres ($l_f/2$). The indirect consequence of this notch is to delete any formwork effect on the fibre orientation of this face.

As comparison is done on specimens with the same notch dimension, and since the reference area considers the cross-section after deduction of the notch, no correction is required.

* Surface libre non coffrée

Si la surface libre est tendue et non entaillée, il convient de la considérer comme coffrée et d'appliquer la correction pour tenir compte de l'orientation 2D des fibres parallèlement à la surface

* Unformed free-surface

If the free surface is under tension and not notched, then it is necessary to consider it as a formed surface and to apply the corresponding correction. This accounts for the 2D fibre orientation along the

libre.

Si la surface libre est comprimée ou bien entaillée, aucune correction n'est à appliquer.

free surface.

If the free surface is under compression or notched, no correction has to be applied.

Ex pour un prisme coffré ($l_f = 20$ mm et prisme 11 cm x 11 cm x 44 cm) à entailler

Example for a moulded prism ($l_f = 20$ mm and prism dimensions 11 cm x 11 cm x 44 cm) to be notched.

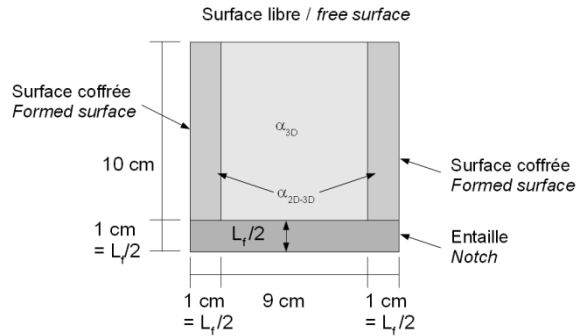


Figure 4 : exemple pour un prisme coffré
Figure 4: example for a formed prism

Cf. figure 4.

Les fibres utilisées ayant une longueur de 20 mm, la profondeur de l'entaille est de $l_f/2 = 10$ mm.

Pour la même raison, une zone perturbée de 10 mm est considérée de chaque côté de la section (effet des parois coffrées).

La valeur moyenne $\alpha_{2D-3D} = 0,597$ sur les bandes verticales de largeur $l_f/2$ est retenue

A partir des valeurs du facteur d'orientation, on détermine le facteur d'orientation moyen sur l'ensemble de la section d'un prisme :

$$\alpha_{\text{moyen}} = (0,41 \times 9 + 0,597 \times 2) / 11 = 0,444$$

Le coefficient par lequel il faut diviser les résultats bruts, et qui permet de supprimer l'effet des parois est donc :

$$\lambda = 0,444/0,41 = 1,083$$

Ce résultat signifie qu'avec un essai réalisé avec de tels prismes, on surestime de 8,3% la résistance intrinsèque du BFUP en traction par flexion, par le simple fait des effets de bords qui apparaissent dans le prisme testé.

Ex pour un prisme prélevé par sciage ($l_f = 14\text{mm}$ et prisme $7\text{cm} \times 7\text{cm} \times 28\text{cm}$) à entailler

Cf. figure 4.

As the fibre length is 20 mm, the notch depth is $l_f/2 = 10$ mm.

For the same reason, a 10 mm wide zone of disturbance is taken into account on each side of the cross-section (formed wall effect).

The mean value $\alpha_{2D-3D} = 0,597$ in the vertical bands ($l/2$ wide) is used.

The orientation factors are used to determine the mean orientation factor for the entire cross-section of a prism:

$$\alpha_{mean} = (0.41 \times 9 + 0.597 \times 2)/11 = 0.444$$

The factor by which the raw results have to be divided, and which enables to overcome the wall effect is therefore:

$$\lambda = 0,444/0,41 = 1,083$$

This result means that with a test carried out with such a specimen, the intrinsic UHPFRC bending strength is over-estimated by 8.3%, because of the edge effects which exist in the tested specimen.

Example for a sawn prism ($l_f = 14$ mm and prism dimensions 7 cm x 7 cm x 28 cm) to be notched

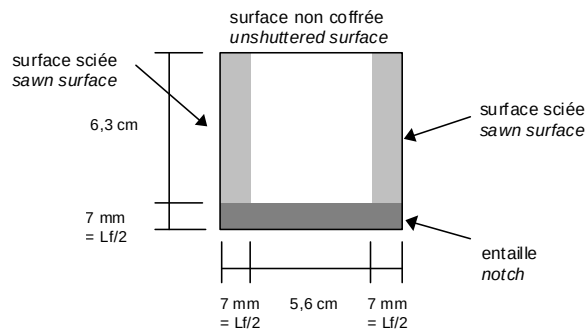


Figure 5 : exemple pour un prisme scié

Figure 5: example for a sawn prism

Cf. figure 5.

La profondeur de l'entaille est de 7 mm : $l_f/2$

On suppose une efficacité des fibres de 50% dans l'intervalle $[0 ; l_f/2]$.

Le coefficient par lequel il faut diviser les résultats bruts et qui permet de supprimer l'effet des parois est donc :

$$\lambda = (50\% \times (0,7+0,7) + 100\% \times 5,6) / 7 = 0,9$$

Ce résultat signifie qu'avec un essai réalisé avec un tel prisme, on sous-estime de 10% la résistance intrinsèque du BFUP en traction par flexion, par le simple fait des effets de bords qui apparaissent dans le prisme testé.

Cf. figure 5.

The notch depth is $l_f/2 = 7$ mm.

The fibres are assumed to be 50% effective in the interval $[0 ; l_f/2]$.

The factor by which the raw results have to be divided, and which enables to deduce the wall effect is therefore:

$$\lambda = (50\% \times (0,7+0,7) + 100\% \times 5,6) / 7 = 0,9$$

This result means that with a test carried out with such a specimen, the intrinsic UHPFRC bending strength is under-estimated by 10%, because of the edge effects which exist in the tested specimen.

Partie 2 – Exemple détaillé de détermination de coefficients K Projet de Saint-Pierre La Cour

Un prototype de poutre de 3m de long a été fabriqué selon la même procédure que celle retenue pour la fabrication des poutres définitives de ce projet.

S'agissant d'éléments épais, des éprouvettes 70 x 70 x 280 mm (la longueur des fibres étant $l_f = 13$ mm, les dimensions transversales des éprouvettes sont au moins égales à $5 l_f = 65$ mm) ont été prélevées par sciage selon la disposition présentée ci-après (cf. figure 6).

Part 2 – Detailed example of K factors determination. Saint-Pierre La Cour project.

A 3m long beam mock-up was made with the same procedure as the one chosen to cast the final beams of the project.

As the structure is a thick element, 24 specimens 70 x 70 x 280 mm have been sawn as described below (as the fibre length is $l_f = 13$ mm, the transversal dimensions are at least equal to $5 l_f = 65$ mm) (cf. figure 6) .

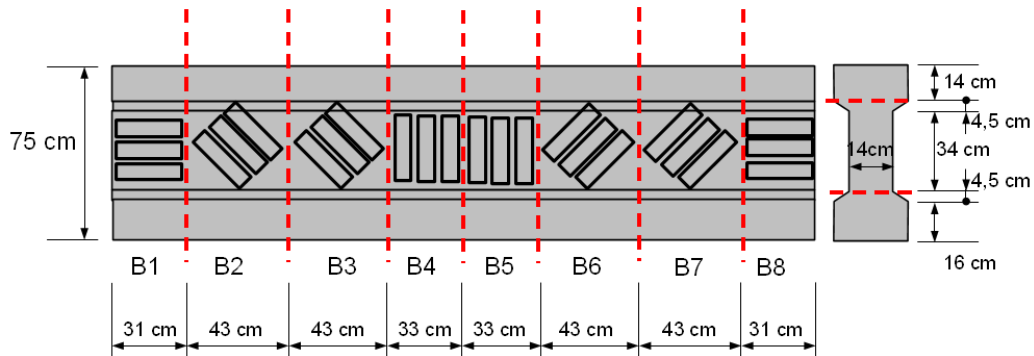


Figure 6 : sciage du prototype du projet de Saint-Pierre la Cour
Figure 6: sawing of the mock up for Saint-Pierre la Cour project

Chaque éprouvette prélevée a été entaillée (profondeur de l'entaille 7 mm $\geq l_f/2$) puis testée en flexion 3 points. Nous présentons dans le tableau ci-après la valeur moyenne brute des pics des courbes obtenues avec les éprouvettes d'une même zone. Ces valeurs sont ensuite corrigées des effets de parois, puis comparées à la référence intrinsèque obtenue précédemment : 25 MPa pour ce projet (moyenne des pics des moments corrigés, mesurés sur au

Each sample has been notched (notch depth equal to 7 mm $\geq l_f/2$) and then submitted to a 3 points bending test. In the table below the average of the peak values of the curves from the specimens sampled in a same zone are displayed. These values are then corrected to take into account the edge effects and compared to the intrinsic reference previously obtained: 25 MPa for this project (average value of the maximum bending moments,

moins 6 prismes moulés et entaillés).

measured on at least 6 moulded and notched specimens).

Zone/ zone	Valeur moyenne brute/ Raw mean value (MPa)	Valeur moyenne corrigée / corrected mean value (MPa) $\overline{M}_{s,max,i}$	K global
45° : B2 et B7	31,2,	34,4	0,73
45° : B3 et B6	33,3	36,7	0,68

Le K global à considérer pour les efforts à 45° est le maximum des valeurs moyennes. Ici Kglobal = 0,73 ramené à **K=1**.

*K global to be used here for 45° oriented stress is the maximum of the mean values. Here Kglobal = 0,73 but a minimum value equal to 1 has to be considered, thus **K=1**.*

K local : Pour chaque famille d'éprouvettes, la valeur minimale de contrainte est considérée :

K local : for each series of specimens, the minimum stress value is considered :

Zone/ zone	Valeur minimale brute/ raw minimal value (MPa)	Valeur minimale corrigée / corrected minimal value (MPa) $(M_{s,max,i})_{min}$	K local
45° : B2 et B7	26,5	29,2	0,86
45° : B3 et B6	16,7	18,4	1,36

Le facteur K local à prendre en compte est le maximum obtenu pour l'ensemble des familles. Ici

The K local factor to be used is the maximum obtained for all the series. Here :

$$K_{Local} = 1,36$$

$$K_{Local} = 1.36$$

En conclusion, sur ce projet, les coefficients K pris en compte pour les efforts se développant à 45° sont les suivants :

To conclude on this project, the K factors to be used for 45° oriented stresses are the following :

$$K_{global} = 1,00 \text{ et } K_{local} = 1,36$$

$$K_{global} = 1.00 \text{ and } K_{local} = 1.36$$

Part 3 – Retour d'expérience sur les coefficients K.

Part 3 – Experience gained in K factors determination

Les nombreuses applications en BFUP, et tout particulièrement en France, ont permis de vérifier la

Applications of UHPFRC, especially in France, highlighted the necessity to determine the fibre

nécessité de déterminer les coefficients d'orientation des fibres. On citera notamment

- les 2 ponts de la déviation de Bourg-Lès-Valence (Drôme), réalisés en BSI® en 2001-2002 par Eiffage TP,
- le pont de Saint-Pierre la Cour (Mayenne), réalisé en Ductal® en 2005 par Quille (groupe Bouygues), (cf. figure 6)
- le PS 34 sur l'autoroute A51 réalisé en BCV® en 2005 par Campenon Bernard Régions (groupe Vinci), (cf. figure 7)
- le pont Pinel à Rouen en BSI®, réalisé en 2007 par Eiffage TP,
- la passerelle du Pont du Diable en Ductal® réalisé en 2009 par Freyssinet,
- les coques en BSI de la station d'Achères réalisées en 2010 par Eiffage TP.

PS 34 en BCV®

Il s'agit d'un pont franchissant l'autoroute A51 à deux fois deux voies, sans appuis intermédiaire. Le tablier est en voussoirs préfabriqués en BCV®, conjugués et assemblés par post-tension. Les prismes prélevés par sciage dans l'élément témoin (cf. figure 7) ont permis de valider le comportement en flexion transversale du hourdis supérieur du caisson (prismes horizontaux pour les moments positifs et négatifs) ainsi que l'âme pour l'effort tranchant et enfin le hourdis inférieur, point de jonction des flux de bétonnage.



orientation factors. We can quote

- The 2 bridges on the detour road of Bourg-Lès-Valence (Drôme), built with BSI® by Eiffage TP in 2001-2002
- Saint-Pierre la Cour bridge, Mayenne, built with Ductal® in 2005, by Quille (Bouygues group). (cf. figure 6)
- The PS34 overpass on the A51 motorway, built with BCV® in 2005 by Campenon Bernard Régions (Vinci group), (cf. figure 7)
- The Pinel bridge in Rouen, built with BSI®, in 2007 by Eiffage TP,
- The "Pont du Diable" footbridge built with Ductal® in 2009 by Freyssinet,
- The shells of the water treatment plant of Achères, built with BSI® by Eiffage TP in 2010.

PS 34 built with BCV®

The structure is a box-girder bridge over the two lanes A51 motorway, with no intermediate pier. The bridge deck is made of precast segments with BCV®, combined and assembled by post-tension. The prisms sawn in the mock-up (cf. figure 7) enabled to validate the structural response in transversal bending of the box girder upper slab (horizontal prisms for positive and negative bending moment), the response in shear of the web and the response of the lower slab, junction point of the flows during concrete placing.

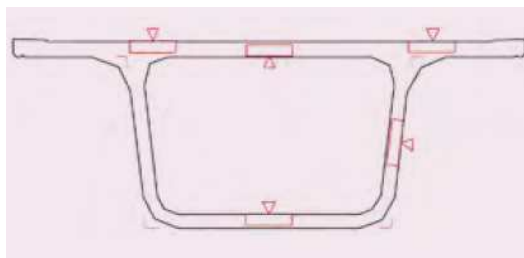


Figure 7 : élément témoin échelle 1 pour le pont PS34 en BCV®, avec schéma des prélèvements effectués
Figure 7: full scale mock-up of the PS34 overpass in BCV®, with the scheme of extracted samples

Pont Pinel en BSI®

Il s'agit d'un pont dont les poutres du tablier sont en BFUP et le hourdis en béton ordinaire. Dans le cadre des épreuves de convenance réalisées avant le démarrage de la préfabrication des poutres précontraintes de 27 m en BSI®, un élément témoin de longueur 5 m a été réalisé (cf. figure 8). Le coffrage et le mode de bétonnage de ce prototype étaient identiques à ce qui avait été retenu pour la préfabrication de l'ensemble des poutres du pont.

Pinel bridge project built with BSI®

The girders are made with UHPFRC where as the upper slab is made with ordinary concrete. During suitability tests (carried out before the start of the manufacturing process of the 27 m girders in BSI®), a 5 m long mock-up has been fabricated (cf. figure 8). The formwork and the concrete placing process for the mock-up were identical to what have been chosen for the manufacturing process.

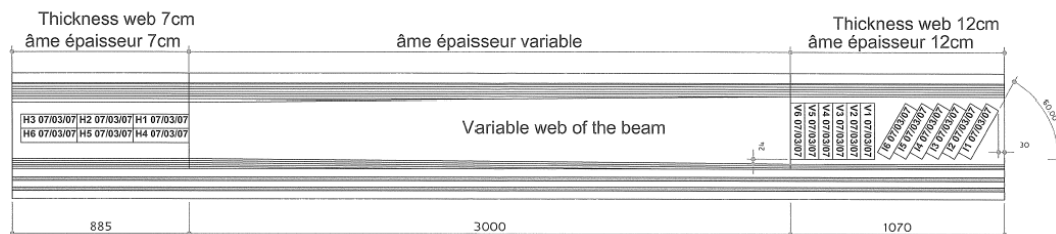


Figure 8 : élément témoin pour le pont Pinel en BSI®, avec position des prélèvements effectués
Figure 8: mock-up of the Pinel bridge in BSI®, with the location of the extracted samples

Trois zones ont fait l'objet de prélèvements de prismes, par sciage (Fig. 8). A l'issue des essais de flexion 3 points sur ces prismes entaillés, les valeurs obtenues furent: $K_{global} = 1,33$ et $K_{local} = 1,75$.

Three zones were subjected to prisms sampling, by sawing (fig 8). After the 3 point bending tests on notched prisms, the values obtained were : $K_{global} = 1.33$ and $K_{local} = 1.75$.

Ponts routiers de Bourg les Valence en BSI®

Bourg les Valence road bridges in BSI®



Figure 9 : élément témoin pour le pont de Bourg les Valence en BSI®, vue avant et après sciage
Figure 9: mock-up of the Bourg les Valence bridge in BSI®, before and after sawing

Dans ce projet, non seulement les poutres étaient en BFUP, mais également le hourdis du tablier. Cinq séries de prismes ont donc été réalisées : 3 pour valider le comportement des poutres précontraintes

In this project, the girders and the upper slab were made of UHPFRC. Five series of prisms were made: 3 to validate the prestressed girders structural response and 2 for the upper slab which contained

et 2 pour le hourdis, qui ne comportait aucune armature passive (cf. figures 9 et 10). *no passive reinforcement (cf. figures 9 and 10).*

Série <i>Set</i>	Emplacement <i>Location</i>	Direction du sciage <i>Direction of cut</i>	Nombre de prismes <i>No. of prisms</i>
A	âme / <i>web</i>	inclinée à 45° / <i>at 45°</i>	10
B	Ame / <i>web</i>	Verticale / <i>vertical</i>	10
C	Ame / <i>web</i>	Horizontale / <i>horizontal</i>	9
D	Table / <i>upper flange</i>	Transversale / <i>transverse</i>	10
E	Table / <i>upper flange</i>	Longitudinale / <i>longitudinal</i>	10

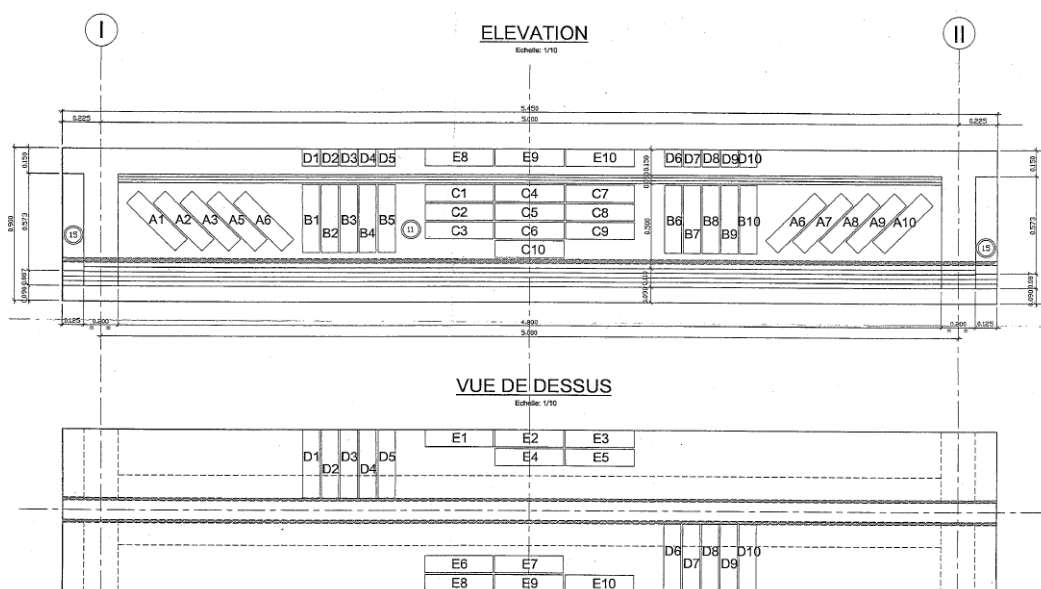


Figure 10 : élément témoin pour le pont de Bourg les Valence en BSI®, prélèvements effectués
Figure 10: mock-up of the Bourg les Valence bridge in BSI®, scheme of extracted samples

Les résultats obtenus pour les coefficients K dans les différentes zones sont rassemblés dans le tableau ci-dessous :

The results obtained for the different K factors in the different zones, have been collected in the table below :

	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D	Zone E	Valeur choisie/ <i>Chosen value</i>
Effets globaux/ <i>Global effects</i>	1.025	0.832 -> 1	1.247	1.089	0.882 -> 1	K = 1.25
Effets locaux/	1.456	1.221	1.722	1.340	1.135	K = 1.75

Local effects						
---------------	--	--	--	--	--	--

Lorsque la valeur de K est inférieure à 1, on prend K=1.

When K value is lower than 1, then K=1 is taken.

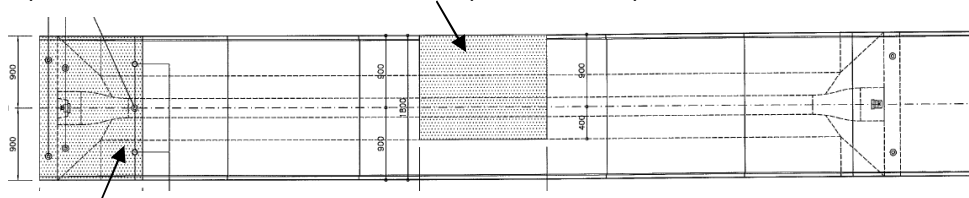
Coques en BSI® de la station de traitement des eaux de Achères

Il s'agit de coques préfabriquées en forme de vagues de 2,80m de hauteur pour 10,60m de longueur, précontraintes par post-tension, mais sans aucune armature passive. Des prismes ont été prélevés par sciage dans deux zones caractéristiques de l'élément témoin à l'échelle 1 (cf. figure 11) : en zone courante pour valider la flexion générale des coques, et dans la zone d'appui en cantilever où se diffuse également la force de précontrainte.

Shells (BSI®) of the water treatment plant of Achères

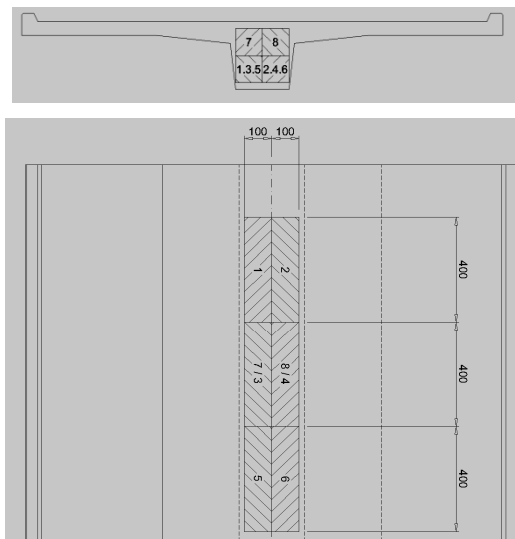
The elements are precast shells, wave shaped, with the following dimensions : height 2.80 m, length 10.60 m. They are prestressed by post-tensioning but contain no passive reinforcements. Prisms were sawn in two characteristic zones of the full-scale mock-up (cf. figure 11) : in standard cross-section to validate the bending response of the shells and in the cantilever bearing zone where the prestressing force is distributed.

6 prismes en zone courante à mi-travée / 6 prisms at mid-span



6 prismes en zone d'appui en console / 6 prisms in the bearing cantilever zone

Section courante/ mid-span section



Consoles d'appuis/ bearing zones

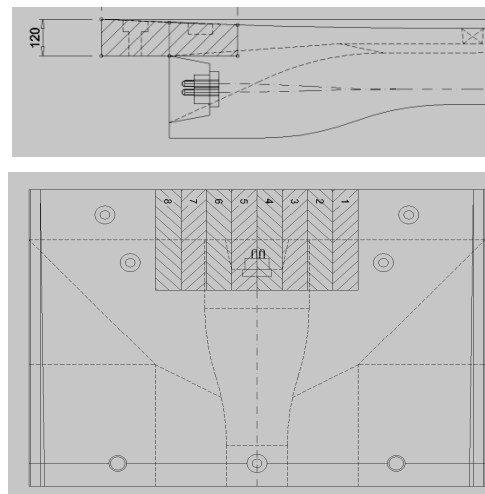


Figure 11 : élément témoin pour les coques BSI® de la station d'Achères, prélèvements effectués
Figure11: mock-up of the BSI® shells for Achères plant, extracted samples

Section courante/Midspan section	Consoles d'appui/ Bearing zones
----------------------------------	---------------------------------

Effets globaux / <i>global effects</i>	K = 1,20	K = 1,35
Effets locaux / <i>local effects</i>	K = 1,65	K = 1,55

Passerelle du Pont du Diable (2009)

Une pièce prototype à l'échelle 1 pour sa section et de 80 cm de longueur (4.6 m pour la pièce réelle) a été fabriquée à l'usine de Bonna Sabla à Vendargues (cf. figure 12).

Pont du Diable footbridge (2009)

A mock-up at full scale in terms of cross-section and with a depth of 80 cm (4.6 m for the real segment), was built in the Bonna Sabla plant in Vendargues (cf. figure 12).

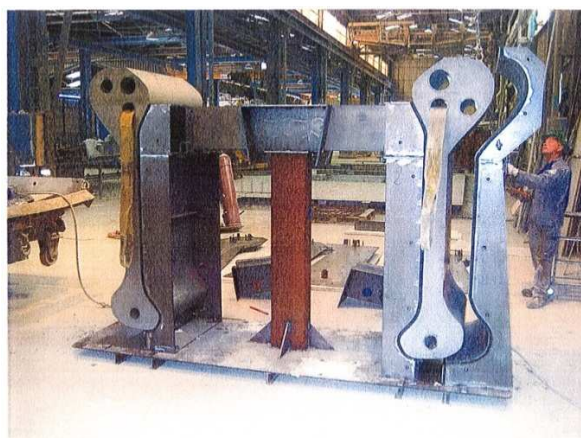


Figure12 : élément témoin de la passerelle du Pont du Diable (Ductal®)
Figure 12: mock-up of the Pont du Diable footbridge (Ductal®)

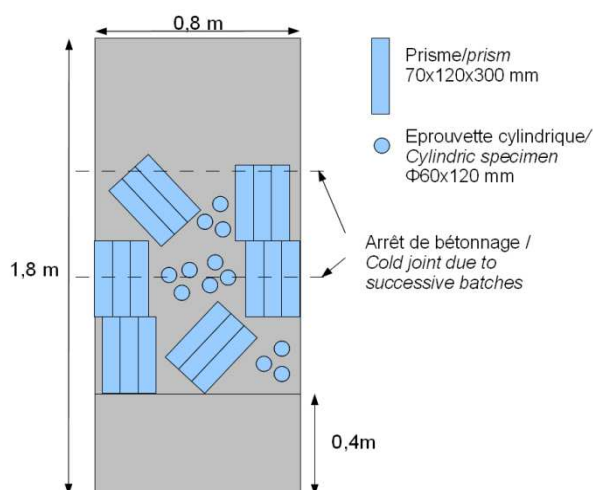


Figure 13 : élément témoin de la passerelle du Pont du Diable (Ductal®), prélèvements effectués
Figure 13: mock-up of the Pont du Diable footbridge (Ductal®), sawn and drilled samples

Les échantillons ont été prélevés dans les deux âmes du prototype à différents endroits et avec trois inclinaisons, soient 90° (sens vertical), 180° (sens

Samples were taken in the two webs of the mock-up at different locations and with different inclination angles, 90° (vertical direction), 180° (horizontal

horizontal) et 45° (cf. figure 13).

La passerelle est précontrainte ce qui implique que sa résistance en traction dans le sens longitudinale n'est pas exploitée. Par conséquent, seuls les résultats obtenus dans le sens vertical et à 45° revêtent de l'importance vis-à-vis de la tenue à l'effort tranchant.

direction) and 45° (cf. figure 13).

The footbridge is a prestressed structure. This implies that the tensile strength is not used in the longitudinal direction. Hence, only results obtained in the vertical direction and at 45° are important for the resistance of the structure in terms of shear.

Ref	Valeur moyenne corrigée / corrected mean value (MPa) $\overline{M}_{s,max,i}$	K global	Valeur minimale corrigée / corrected minimal value (MPa) $(M_{s,max,i})_{min}$	K local
45° - Sens 1	31,6	0,79	29,3	0,85
Vertical – zone1	26,8	0,93	24,1	1,04
Vertical – zone 2	19,8	1,26	11,8	2,12
45° sens 2	20,1	1,24	18,2	1,37

Par conséquent, le facteur K à prendre en compte pour le dimensionnement vis-à-vis de l'effort tranchant est :

- $K_{global}=1,26$
- $K_{local}=2,12$

Consequently, the K factor to be taken into account for shear design are :

- $K_{global} = 1.26$
- $K_{local} = 2.12$

ANNEXE 7

Retrait - Fluage

Partie I : Synthèse des travaux sur BPR

Dans le cadre d'une thèse de doctorat, A. Loukili [LOUK,96a] a entrepris un travail de caractérisation et de compréhension des phénomènes différés dans les bétons à ultra haute performances. En complément, et dans le cadre du chantier Cattenom, d'autres essais ont été réalisés à la base technique des Sablons et au CEBTP [LOUK,95], [LOUK,96a], [LOU,96b].

Il est important de distinguer le BPR avec et sans traitement thermique. En effet, les BPR sans traitement thermique exhibent un comportement similaire aux BHP, alors que le BPR traité thermiquement, ne présente quasiment pas de retrait et un faible fluage, une fois le traitement thermique effectué.

1. Synthèse des résultats de Loukili

Retrait libre

Les conclusions du travail de thèse [LOUK,96a]

sont les suivantes :

*après traitement thermique, le retrait propre est nul ;
le retrait propre augmente avec E/L (rapport eau/liant)
dans le domaine des très faibles E/L :*

$$E/L = 0,09 \quad \varepsilon_r = 250 \mu\text{m/m}$$

$$E/L = 0,15 \quad \varepsilon_r = 350 \mu\text{m/m}$$

le retrait total est de 550 $\mu\text{m/m}$ pour

$$E/L = 0,17 - 0,20$$

L'expression proposée pour la cinétique de retrait propre est :

$$\varepsilon_{re}(t) = A \exp \left[\frac{B}{\sqrt{t + C}} \right]$$

avec : $A = 525$

$$B = -2,5$$

$$\text{et } C = -0,5 \quad [\varepsilon_{re}(\infty) = 525 \mu\text{m/m}]$$

ANNEX 7

Shrinkage - Creep

Part I: Synthesis of work on RPC

In his Ph.D. thesis, A. Loukili [LOUK,96a] set out to characterize and understand delayed deformations of ultra high performance concrete. In addition to this, other tests were carried out at the technical centre in Les Sablons and the CEBTP (Centre Expérimental de recherches et d'études du Bâtiment et des Travaux Publics) in relation to the Cattenom nuclear power plant project [LOUK,95], [LOUK,96a], [LOUK,96b].

It is important to distinguish BPR with and without heat treatment. Without heat treatment, BPR behaves like HPC, but in the presence of heat treatment, it has practically no shrinkage and little creep after heat treatment.

1. Summary of Loukili's results

Free shrinkage

The conclusions of the thesis research [LOUK,96a] are as follows :

*After heat treatment there is no autogenous shrinkage
Autogenous shrinkage increases with W/B (water/binder ratio) in the range of very low W/B:*

$$W/B = 0.09 \quad \varepsilon_r = 250 \mu\text{m/m}$$

$$W/B = 0.15 \quad \varepsilon_r = 350 \mu\text{m/m}$$

Total shrinkage is 550 $\mu\text{m/m}$ for

$$W/B = 0.17 - 0.20$$

The expression proposed for autogenous shrinkage is:

$$\varepsilon_{re}(t) = A \exp \left[\frac{B}{\sqrt{t + C}} \right]$$

where $A = 525$,

$$B = -2.5,$$

and $C = -0.5$ [$\varepsilon_{re}(\infty) = 525 \mu\text{m/m}$]

Fluage

Les conclusions de ce travail sont :

après traitement thermique, le fluage est fortement réduit. La modélisation est présentée dans la partie 3 de cette annexe ;

pour le BPR sans traitement thermique, la cinétique $f(t - t_0)$ dépend de t_0 alors que pour les BHP, f ne dépend que de $(t - t_0)$;

le BPR ($E/L = 0,17$) sans traitement thermique présente le comportement différé suivant :

Creep

The thesis research draws the following conclusions:

After heat treatment, creep is considerably reduced. The model is presented in part 3 of this annex.

For RPC without heat treatment, the evolution of $f(t - t_0)$ depends on t_0 , while for HPC, f depends only on $(t - t_0)$.

RPC ($W/B = 0.17$) without heat treatment has the following delayed behaviour:

Date de chargement (jours) Date of loading (days)	Fluage spécifique J à l'infini / Specific creep at infinity J ($\mu\text{m/m/MPa}$)	K_{fl}
1	46.9	2.27
4	37.2	1.80
7	32.5	1.57
28	22.2	1.08

Nota :

J est le taux d'accroissement de la déformation de fluage pour une contrainte appliquée de 1 MPa, appelé fluage spécifique : $J(t, t_0) = \varepsilon_f(t) / \sigma_0$

N.B.

J is the creep rate for an applied stress of 1 MPa, called the specific creep: $J(t, t_0) = \varepsilon_f(t) / \sigma_0$

$$k_{fl} = (\varepsilon_{\text{totale}} - \varepsilon_{\text{instantanée}}) / \varepsilon_{\text{instantanée}} = E_{28} * J_{\infty}$$

Les courbes de fluage ont été modélisées.

La figure 1 présente une comparaison entre courbes expérimentales et courbes numériques.

$$k_{fl} = (\varepsilon_{\text{total}} - \varepsilon_{\text{instantaneous}}) / \varepsilon_{\text{instanta}} = E_{28} * J_{\infty}$$

The creep curves have been modelled.

Figure 1 compares experimental and numerical curves.

The expression for specific basic creep is:

$$\varepsilon_s = k(t_0) * f(t - t_0) + h(t_0)$$

where:

La cinétique du fluage propre spécifique a pour expression :

$$\varepsilon_s = k(t_0) * f(t - t_0) + h(t_0)$$

avec :

$$k(t_0) = 19 * \exp \sqrt{\frac{0.1}{t_0 - 2.65}}$$

$$f(t - t_0) = \frac{\sqrt{\frac{t - t_0}{3t_0 - 5}}}{\sqrt{\frac{t - t_0}{3t_0 - 5}} + 1}$$

$$h(t_0) = 18 * \exp \sqrt{\frac{0.2}{t_0 + 1.2}}$$

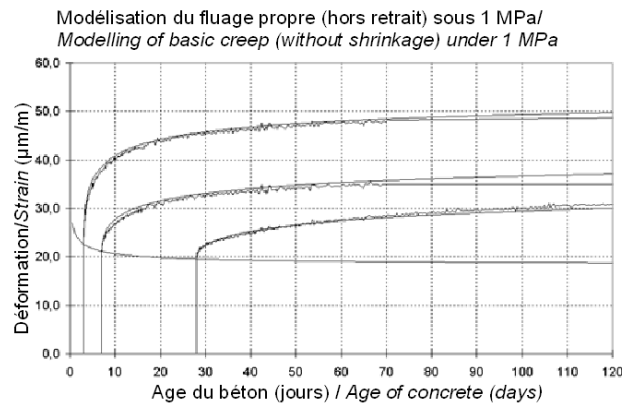


Figure 1 : Comparaison essai – modélisation numérique
Figure 1 : Comparison of testing and numerical modelling

2. Comportement à long terme sous contrainte soutenue

En utilisant le bâti de fluage mis au point par Loukili, on a procédé à la base technique des Sablons à un essai de fluage sous une charge élevée (supérieure à $0,85 f_{ck}$).

La figure 2 présente le bâti d'essai de fluage. Il est composé d'un vérin hydraulique de 35 t connecté à un réservoir d'huile ou de gaz comprimé. Les éprouvettes sont des cylindres de 9 cm de diamètre et 60 cm de longueur. L'instrumentation est constituée par 3 capteurs de déplacement disposés sur 3 génératrices à 120° .

On a mis en charge une éprouvette sous une contrainte initiale de 168 MPa.

Cette valeur a diminué dans le temps pour atteindre 157 MPa après 90 jours.

Le taux de chargement varie donc entre 0,93 et 0,87 fois la résistance caractéristique à la compression ($f_{ck} = 180$ MPa).

La figure 3 présente les enregistrements des 3 capteurs de déplacement ainsi que l'évolution de la contrainte dans le temps.

2. Long-term behaviour under sustained strain

The technical centre Les Sablons used the creep test apparatus developed by Loukili to carry out a creep test under high load (more than $0.85 f_{ck}$).

Figure 2 shows the creep test rig which consists of a 35 tonne hydraulic jack connected to an oil or compressed gas tank. The test specimens are 60 cm long, 9 cm diameter cylinders. The instrumentation consists of three displacement sensors located around the cylinder at 120° intervals.

A test specimen was loaded to an initial stress of 168 MPa.

This value gradually decreased to 157 MPa over a period of 90 days.

The loading ratio therefore varied from 0.93 to 0.87 of the characteristic compressive stress ($f_{ck} = 180$ MPa).

Figure 3 presents the recordings of the 3 displacement sensors and the change in stress over time.

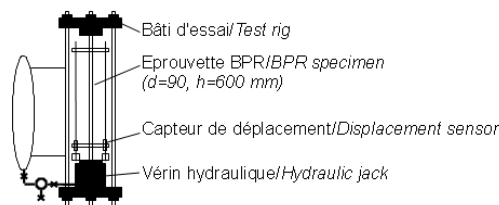


Figure 2 : Bâti d'essai de fluage
Figure 2 : Creep test rig

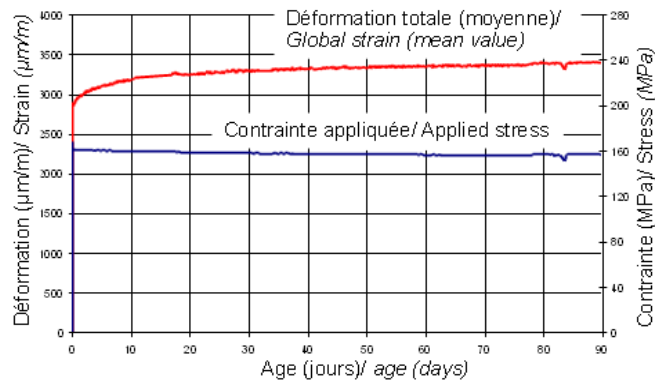


Figure 3 : Evolution de la déformation dans le temps
Figure 3 : Evolution of strain over time

La figure 4 présente une comparaison essai-calcul dans laquelle la déformation totale est modélisée par la fonction :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_i} [1 + K_{fl} f(t - t_0)]$$

ε déformation totale

σ contrainte (168 MPa)

E_i module d'Young (58 000 MPa)

K_{fl} coefficient de fluage (0,30)

t temps

$f(t-t_0)$ fonction d'évolution

Figure 4 compares test and calculation results in which the total strain is modelled by the function:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_i} [1 + K_{fl} f(t - t_0)]$$

ε Total strain

σ Stress (168 MPa)

E_i Modulus of elasticity (58,000 MPa)

K_{fl} Creep coefficient (0.30)

t Time

$f(t-t_0)$ Evolution function

Nous prenons pour la fonction f l'expression générale donnée par Acker et al et identifiée par A.Loukili :

$$f(t - t_0) = \frac{(t - t_0)^\alpha}{(t - t_0)^\alpha + \beta}$$

où $\alpha = 0,6$ et $\beta = 10$ (pour du BPR traité thermiquement, voir [LOUK,96a])

Function f is taken as the general expression given by Acker et al and validated by A. Loukili:

$$f(t - t_0) = \frac{(t - t_0)^\alpha}{(t - t_0)^\alpha + \beta}$$

where $\alpha = 0.6$ and $\beta = 10$ (for heat-treated BPR, see [LOUK,96a]).

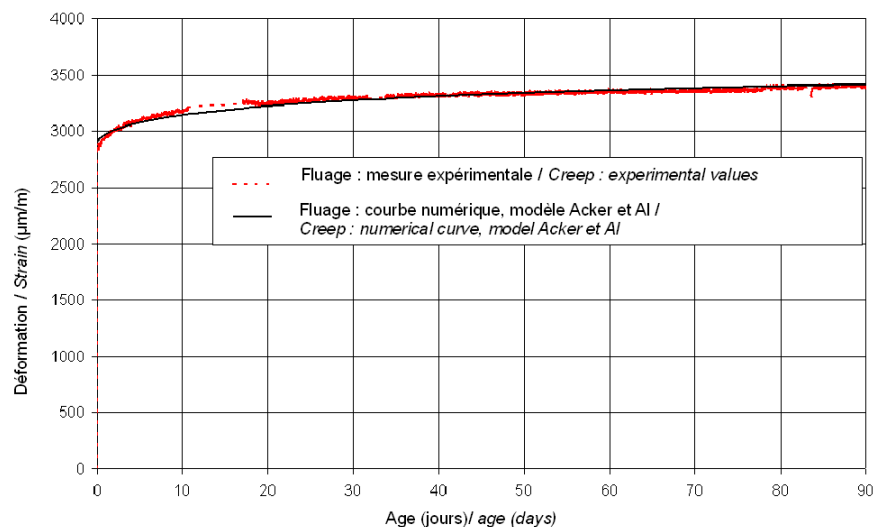


Figure 4 : Comparaison courbe expérimentale – courbe numérique

Figure 4: Comparison of test curve and numerical curve

On constate que la modélisation numérique de cet essai à partir de fonctions identifiées par A. Loukili permet de rendre compte correctement du comportement expérimental.

It can be seen that numerical modelling of the test using the functions identified by A. Loukili satisfactorily reproduces the behaviour observed by physical testing.

Par ailleurs, cet essai a permis de vérifier la tenue dans le temps du matériau sous de fortes charges et s'assurer du caractère sécuritaire de la prise en compte de l'effet de charge soutenue par l'extrapolation du coefficient 0,85 du BAEL. L'Eurocode 2 recommande $\alpha_{cc} = 1$ mais les présentes recommandations optent plutôt pour $\alpha_{cc} = 0,85$ (voir paragraphe 3.1 du chapitre 2).

In addition, the test proved the material's durability under high loading and confirmed the 0.85 reduction factor in the BAEL rules. The Eurocode 2 recommends $\alpha_{cc} = 1$ but the present recommendations take $\alpha_{cc} = 0.85$ (see paragraph 3.1 in chapter 2).

3. Chantier Cattenom

3. Cattenom project

Dans le cadre du chantier Cattenom trois essais de fluage ont été réalisés. Deux essais ont été réalisés sur des éprouvettes confectionnées avec du BPR sans traitement thermique ; une des éprouvettes était protégée de la dessiccation, l'autre non. La contrainte appliquée était de 16 MPa.

Three creep tests were carried out in connection with the Cattenom project. Two tests were carried out on specimens made with UHPC without heat treatment, one protected from desiccation and the other not. The stress applied was 16 MPa.

La troisième éprouvette, fabriquée avec du BPR traité thermiquement, a été testée sous une charge de 36 MPa. Cette éprouvette a été protégée lors de l'essai contre les échanges hydriques avec l'extérieur.

The third specimen, made with heat-treated RPC, was tested under a load of 36 MPa. It was protected during the test from water exchanges with the outside.

La figure 5 présente la déformation totale mesurée ainsi que la courbe numérique en utilisant la fonction f donnée en partie 1 et les valeurs numériques suivantes :

Figure 5 presents the total measured strain and the numerical curve using the f function given in part 1:

$$\begin{aligned}\sigma &= 36 \text{ MPa} \\ E_i &= 56000 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\sigma = 36 \text{ MPa}$$

$$K_{fl} = 0,25$$

$$E_i = 56\,000 \text{ MPa}$$

$$K_{fl} = 0.25$$

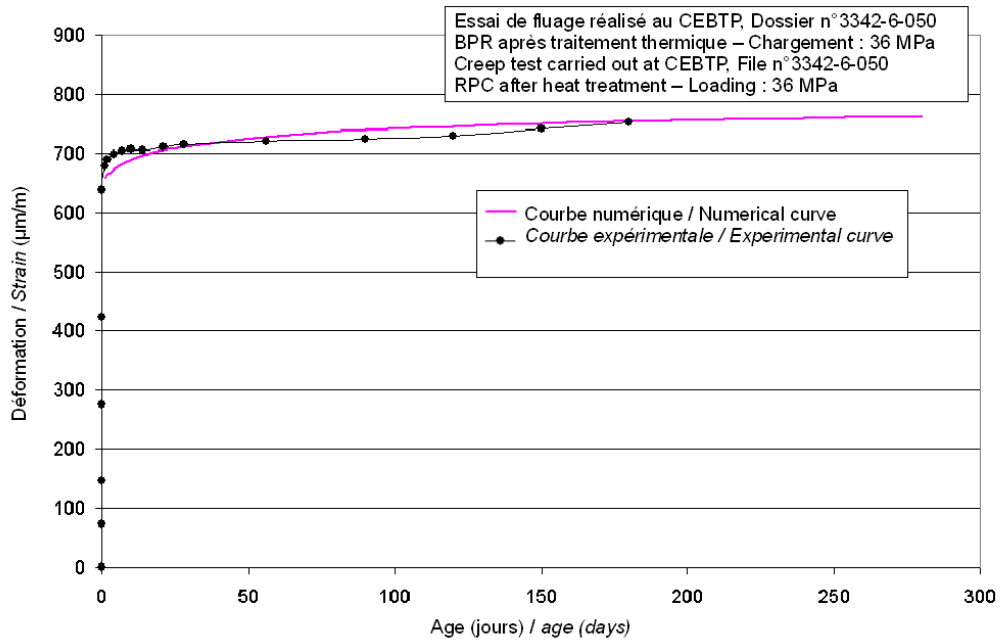


Figure 5 : Essai CEBTP : Comparaison courbe expérimentale – courbe numérique
Figure 5 : CEBTP test : Comparison of test curve and numerical curve

4. Conclusions

Retrait

Après traitement thermique, le retrait est nul.

Le retrait propre du BPR sans traitement thermique a pour expression :

$$\varepsilon_{re}(t) = 525 \exp \left[\frac{-2,5}{\sqrt{t - 0,5}} \right]$$

Fluage

Après traitement thermique l'expression de la déformation totale est :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_i} \left[1 + K_{fl} f(t - t_0) \right]$$

avec $K_{fl} = 0,30$ et

$$f(t - t_0) = \frac{(t - t_0)^{0,6}}{(t - t_0)^{0,6} + 10}$$

Les courbes de fluage propre spécifique du BPR sans traitement thermique sont données sur la figure 6.

4. Conclusion

Shrinkage

There is no shrinkage after heat treatment.

The autogenous shrinkage of RPC without heat treatment is expressed as follows:

$$\varepsilon_{re}(t) = 525 \exp \left[\frac{-2.5}{\sqrt{t - 0.5}} \right]$$

Creep

Total strain after heat treatment is expressed as follows:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_i} \left[1 + K_{fl} f(t - t_0) \right]$$

with $K_{fl} = 0.30$ and

$$f(t - t_0) = \frac{(t - t_0)^{0.6}}{(t - t_0)^{0.6} + 10}$$

The specific basic creep curves for RPC without

heat treatment are given in Figure 6.

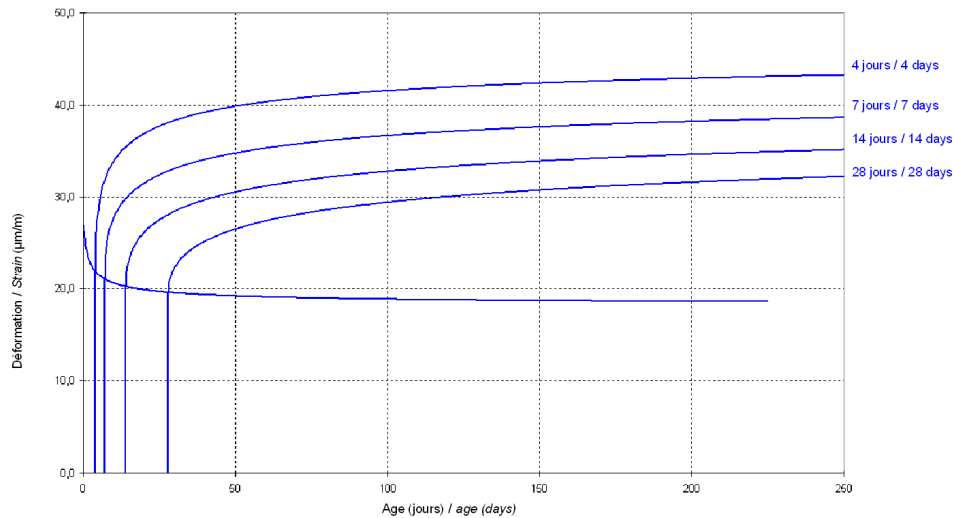


Figure 6 : Fluage propre spécifique du BPR 200 sans traitement thermique
Figure 6: Specific basic creep of RPC 200 without heat treatment

Le fluage propre spécifique a pour expression :

The expression for specific basic creep is as follows:

$$\varepsilon_s = k(t_0) * f(t-t_0) + h(t_0)$$

$$\varepsilon_s = k(t_0) * f(t-t_0) + h(t_0)$$

where:

avec :

$$k(t_0) = 19 * \exp \sqrt{\frac{0.1}{t_0 - 2.65}}$$

$$f(t - t_0) = \frac{\sqrt{\frac{t - t_0}{3t_0 - 5}}}{\sqrt{\frac{t - t_0}{3t_0 - 5}} + 1}$$

$$h(t_0) = 18 * \exp \sqrt{\frac{0.2}{t_0 + 1.2}}$$

Partie II : Synthèse des travaux sur BFUP CERIB avec traitement thermique modéré (premier type selon la classification chapitre I)

Le texte ci-dessous présente une adaptation des formules Eurocode de retrait et fluage pour application à des BFUP réalisés au CERIB et ayant subi un traitement thermique modéré (dit de premier type).

Part II: Synthesis of work on CERIB UHPFRC with moderate heat treatment (first type according to Chapter I classification)

The text below presents an adaptation of the Eurocode shrinkage and creep formulae for application to UHPFRC mixes developed by CERIB with moderate heat treatment (first type).

Like the Eurocode values, the standard experimental values can exhibit a scatter of $\pm 30\%$.

Comme pour les valeurs Eurocodes, les valeurs

expérimentales types peuvent présenter une dispersion de $\pm 30 \%$.

1. Temps équivalent

Dans le cas de l'utilisation d'un traitement thermique modéré, les déformations différées sont estimées en fonction de la maturité en ajustant l'âge du béton. Les valeurs de t_t calculées remplacent les valeurs de t , t_s et t_0 dans les expressions de calcul du retrait et du fluage. L'expression suivante est utilisée :

$$t_t = \sum_{i=1}^n e^{-[4000 / (273+T(\Delta t_i)) - 13,65]} \cdot \Delta t_i$$

Avec t_t : âge du béton corrigé en fonction de la température ;

$T(\Delta t_i)$: température durant la période de temps Δt_i en °C ;

Δt_i : nombre de jours où règne la température T .

Les valeurs 4000 et 13,65 peuvent respectivement être remplacées par E_A et $E_A/293$ avec E_A la valeur d'énergie d'activation mesurée.

1. Equivalent time

When moderate heat treatment is used, the time-dependent deformation is estimated as a function of maturity by adjusting the age of the concrete. The calculated values of t_t replace the values of t , t_s and t_0 in the shrinkage and creep expressions. The following expression is used:

Where t_t : age of concrete corrected according to temperature;

$T(\Delta t_i)$: temperature during time Δt_i in °C;

Δt_i : number of days at temperature T .

The values 4000 and 13.65 can be replaced respectively by E_A and $E_A/293$ where E_A is the activation energy measured.

2. Retrait endogène

Après un traitement thermique modéré l'expression du retrait endogène est la suivante :

$$\text{Si / if } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} < 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = 0$$

$$\text{Si / if } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} (f_{ck} - 20) \left[\beta_{ca2} - \beta_{ca3} e^{-\frac{t}{\beta_{ca4}}} \right] 10^{-6}$$

- f_{cm} : résistance moyenne à la compression (voir NF EN 1992-1-1 § 3.1.2 (6))
- f_{ck} : résistance caractéristique du béton à 28 jours mesurée sur cylindre
- β_{ca1} : coefficient d'ajustement
- β_{ca2} : coefficient d'ajustement
- β_{ca3} : coefficient d'ajustement
- β_{ca4} : coefficient d'ajustement

2. Autogenous shrinkage

After moderate heat treatment, the autogenous shrinkage is expressed as follows:

- f_{cm} : mean compressive strength (see NF EN 1992-1-1 § 3.1.2 (6))
- f_{ck} : characteristic strength of concrete at 28 days measured on a cylinder
- β_{ca1} : coefficient of adjustment
- β_{ca2} : coefficient of adjustment
- β_{ca3} : coefficient of adjustment
- β_{ca4} : coefficient of adjustment

3. Retrait de dessiccation

3. Drying shrinkage

Après un traitement thermique modéré l'expression du retrait de dessiccation est la suivante (pour $t \geq t_s$ et des humidités relatives de l'environnement inférieures ou égales à 80 %) :

After moderate heat treatment, the drying shrinkage is expressed as follows (for $t \geq t_s$ and a relative humidity in the environment of less than or equal to 80%):

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K[72.e^{-0,046 f_{ck}} + 75 - RH](t - t_s)10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd} \cdot h_0^2}$$

- | | |
|--|---|
| - f_{ck} : résistance caractéristique du béton à 28 jours mesurée sur cylindre | - f_{ck} : characteristic strength of concrete at 28 days measured on a cylinder |
| - K : coefficient d'ajustement | - K : coefficient of adjustment |
| - β_{cd} : coefficient d'ajustement | - β_{cd} : coefficient of adjustment |
| - RH : humidité relative de l'environnement ambiant (%) | - RH : relative humidity of the ambient environment (%) |
| - t_s : âge du béton au début de la dessiccation (jours) | - t_s : age of concrete at the beginning of drying (days) |
| - h_0 : rayon moyen de la section transversale (mm) égal à $2A_c/u$ où A_c est l'aire de la section du béton et u le périmètre de la section exposée à la dessiccation | - h_0 : mean radius of transverse section (mm) equal to $2A_c/u$ where A_c is the area of the cross-section of the concrete and u is the perimeter of the cross-section exposed to drying |

Pour $t < t_s$ et des humidités relatives de l'environnement supérieures à 80 %, $\varepsilon_{cd}(t) = 0$.

For $t < t_s$ and a relative humidity in the environment of more than 80 %, $\varepsilon_{cd}(t) = 0$.

4. Retrait total

4. Total shrinkage

La déformation totale de retrait est donnée par l'expression suivante :

The total shrinkage deformation is given by the following expression:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

5. Fluage propre

5. Basic creep

Après un traitement thermique modéré l'expression du fluage propre est la suivante pour $t \geq t_0$:

After moderate heat treatment, the basic creep is expressed as follows for $t \geq t_0$:

$$\varphi_b(t, t_0) = \beta_{bc1} \varphi_{b0} \frac{\sqrt{t - t_0}}{\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}}$$

- | | |
|---|---|
| - t_0 : âge du béton au moment du chargement (jours) | - t_0 : age of concrete at the time of loading (days) |
| - β_{bc1} : coefficient d'ajustement | - β_{bc1} : coefficient of adjustment |
| - $\beta_{bc} = \beta_{bc2} e^{\frac{2,8 f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}}$ | - $\beta_{bc} = \beta_{bc2} e^{\frac{2,8 f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}}$ |
| - β_{bc2} : coefficient d'ajustement | - β_{bc2} : coefficient of adjustment |
| - $\varphi_{b0} = \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}}$ | - $\varphi_{b0} = \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}}$ |

6. Fluage de dessiccation

6. Drying creep

Après un traitement thermique modéré l'expression du fluage de dessiccation est la suivante (pour des

After moderate heat treatment, the drying creep is expressed as follows (for a relative humidity in the

humidités relatives de l'environnement inférieures ou égales à 80 %) : *environment less than or equal to 80%):*

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

- t_0 : âge du béton au moment du chargement (jours) - t_0 : age of concrete at the time of loading (days)
- φ_{d0} : coefficient d'ajustement - φ_{d0} : coefficient of adjustment
- ε_{cd} : retrait de dessiccation - ε_{cd} : drying shrinkage

Pour des humidités relatives de l'environnement supérieures à 80 %, $\varphi_d(t, t_0) = 0$.

For a relative humidity in the environment greater than 80%, $\varphi_d(t, t_0) = 0$.

7. Fluage total

7. Total creep

La déformation différée de fluage, somme du fluage propre et du fluage de dessiccation est calculée par l'expression suivante pour une contrainte de compression constante inférieure ou égale à 0,45 $f_{ck}(t_0)$:

The time-dependent deformation of creep, which is the sum of the basic creep and drying creep, is calculated using the following expression for a constant compressive stress less than or equal to 0.45 $f_{ck}(t_0)$:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} [\varphi_b(t, t_0) + \varphi_d(t, t_0)]$$

- t_0 : âge du béton au moment du chargement (jours) - t_0 : age of concrete at the time of loading (days)
- E_c : module d'élasticité tangent à l'origine mesuré à 28 jours (42 GPa dans le cas du BFUP CERIB) - E_c : modulus of elasticity tangent to the origin measured at 28 days (equal to 42 GPa in the case of the CERIB UHPFRC)
- $\sigma(t_0)$: contrainte de compression - $\sigma(t_0)$: compressive stress

8. Compléments d'information

8. Additional information

Les compositions des BFUP utilisés pour l'élaboration des propositions objet de ce document sont présentées au tableau 1. Les BFUP A et B diffèrent par le type de superplastifiant utilisé. Le liant contient du ciment de type CEM I 52,5 N et de la fumée de silice.

The UHPFRC compositions used to develop the proposals in this document are presented in table 1. The difference between UHPFRC A and B is the type of superplasticizer used. The binder contains type CEM I 52.5 N cement and silica fume.

Tableau 1 – Composition des BFUP étudiés

Table 1 – Composition of UHPFRC studied

Constituants – Ingredients	Proportions massiques/Weight proportions	
	BFUP A	BFUP B
Liant – Binder	1080	1080
Sables siliceux – Siliceous sands	1160	1160
Fibres métalliques – Metal fibres	157	157
Superplastifiant A – Superplasticizer A	15	0
Superplastifiant B – Superplasticizer B	0	45

Rapport eau _{efficace} /ciment <i>Water_{efficient}/cement ratio</i>	0,2	0,2
--	-----	-----

Une fois moulées et protégées de la dessiccation, les éprouvettes ont subi un traitement thermique sous atmosphère humide. Deux traitements thermiques modérés ont été étudiés, tous deux ayant pour objectif d'accélérer le durcissement des BFUP. Le BFUP A a subi un traitement thermique dont le palier a été fixé à 50 °C. Le BFUP B a subi simultanément deux traitements thermiques différents, celui utilisé pour le BFUP A à 50 °C et un deuxième, de durée inférieure, dont le palier a été fixé à 65 °C.

Les propriétés mécaniques du BFUP A traité thermiquement sont présentées au tableau 2. Celles du BFUP B sont équivalentes à celles du BFUP A.

Once they were cast and protected from drying, the specimens were heat treated in a wet atmosphere. Two moderate heat treatments were studied, both aimed at accelerating the hardening of UHPFRC. UHPFRC A was subjected to heat treatment with a plateau of 50°C. UHPFRC B was subjected to two different heat treatments at the same time: that used for UHPFRC A at 50°C and a second, of shorter duration, with a plateau of 65°C.

The mechanical properties of heat treated UHPFRC A are given in table 2. Those of UHPFRC B are equivalent to those of UHPFRC A.

Tableau 2 – Propriétés mécaniques du BFUP A

Table 2 – Mechanical properties of UHPFRC A

Propriétés mécaniques sur éprouvettes de dimensions 40 × 40 × 160 mm <i>Mechanical properties of specimens of dimensions 40 x 40 x 160 mm</i>	BFUP A (50 °C)
Résistance moyenne à la compression à 20 heures <i>Mean compressive strength at 20 hours</i>	152 MPa
Résistance moyenne à la compression à 28 jours <i>Mean compressive strength at 28 days</i>	188 MPa
Résistance moyenne à la flexion 4 points à 1 jour <i>Mean 4-point bending strength at 1 day</i>	29 MPa
Résistance moyenne à la flexion 4 points à 28 jours <i>Mean 4-point bending strength at 28 days</i>	29 MPa

Les essais de mesure des déformations différées ont été réalisés sur des cylindres de dimensions Ø 70 x 220 mm dans une salle climatisée à 20 ± 2 °C et à 50 ± 5 % d'humidité relative. Les éprouvettes destinées à être protégées de la dessiccation ont été enrobées de deux couches superposées de ruban adhésif en aluminium. Pour les essais de fluage, une charge correspondant à 40 % de la résistance à la compression a été appliquée 2 jours après la date de fabrication. Pour chacun des trois BFUP étudiés notés BFUP A 50 °C, BFUP B 50 °C et BFUP B 65 °C, trois éprouvettes ont été utilisées pour quantifier le retrait endogène, le retrait total, le fluage propre et le fluage total.

The delayed deformation tests were carried out on Ø 70 x 220 mm cylinders in an air-conditioned room at 20 ± 2 °C with a relative humidity of 50 ± 5 %. The specimens to be protected from drying were coated with two successive layers of adhesive aluminium tape. For the creep tests, a loading corresponding to 40% of the compressive strength was applied 2 days after the batching date. For each of the three UHPFRCs studied, called UHPFRC A 50°C, UHPFRC B 50°C and UHPFRC B 65°, three specimens were used to quantify the autogenous shrinkage, the total shrinkage, the basic creep and total creep.

Tableau 3 – Coefficients d’ajustement et paramètres pris en compte pour le BFUP A en suivant la méthodologie présentée

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Temps corrigé à l’aide de la fonction de maturité	t	variable	jour
Résistance caractéristique du béton à 28 jours mesurée sur cylindre normalisé	fck	142	MPa
Coefficient d’ajustement	β_{ca1}	0,902	-
Coefficient d’ajustement	β_{ca2}	2,800	-
Coefficient d’ajustement	β_{ca3}	2,729	-
Coefficient d’ajustement	β_{ca4}	103,655	-
Humidité relative de l’environnement ambiant	RH	50	%
Rayon moyen de la section transversale	h_0	35	mm
Age équivalent moyen du béton au début de la dessiccation	ts	5	jour
Coefficient d’ajustement	K	4,484	-
Coefficient d’ajustement	β_{cd}	0,007	-
Contrainte appliquée au moment du chargement	$\sigma(t_0)$	47,5	MPa
Module d’élasticité longitudinal	E_c	43	GPa
Résistance moyenne du béton au moment du chargement sur cylindre normalisé	$f_{cm}(t_0)$	133	MPa
Age équivalent du béton au moment du chargement	t_0	5	jour
Coefficient d’ajustement	ϕb_0	$3,6/f_{cm}(t_0)^{0,37}$	-
Coefficient d’ajustement	β_{bc1}	2,490	-
Coefficient d’ajustement	β_{bc2}	0,710	-
Coefficient d’ajustement	ϕd_0	39,187	-

Table 3 –coefficients of adjustment and parameters taken into account for UHPFRC A following the methodology presented above

Parameter	Symbole	Value	Unit
Corrected time with the maturity function	t	variable	day
28 days characteristic compressive strength measured on standardized cylinder	f_{ck}	142	MPa
Coefficient of adjustment	β_{ca1}	0,902	-
Coefficient of adjustment	β_{ca2}	2,800	-
Coefficient of adjustment	β_{ca3}	2,729	-
Coefficient of adjustment	β_{ca4}	103,655	-
Relative ambient humidity	RH	50	%
Mean radius of the cross-section	h_0	35	mm
Equivalent age of the concrete at the beginning of the dessication process	t_s	5	day
Coefficient of adjustment	K	4,484	-
Coefficient of adjustment	β_{cd}	0,007	-
Stress applied	$\sigma(t_0)$	47,5	MPa
Longitudinal E-modulus	E_c	43	GPa
Mean concrete compressive strength at the date of loading of the standardized cylinder	$f_{cm}(t_0)$	133	MPa
Equivalent age of the concrete at the beginning of the loading process	t_0	5	day
Coefficient of adjustment	ϕb_0	$3,6/f_{cm}(t_0)^{0,37}$	-
Coefficient of adjustment	β_{bc1}	2,490	-
Coefficient of adjustment	β_{bc2}	0,710	-
Coefficient of adjustment	ϕd_0	39,187	-

ANNEXE 8

ANNEX 8

Résistance aux chocs des BFUP

UHPFRC impact strength

Quelques données sur le comportement au choc des BFUP (caractérisation en traction à différentes vitesses) en vue d'une application à des conteneurs (d'après [TOUT,99])

Data on impact performance of UHPFRC (characterization of tensile strength at different loading rates) for application to special containers (according to [TOUT,99])

Courbes issues de caractérisation en traction directe de BPR, à vitesse lente et rapide :

Curves from direct tensile test characterization of UHPFRC at fast and slow loading rate:

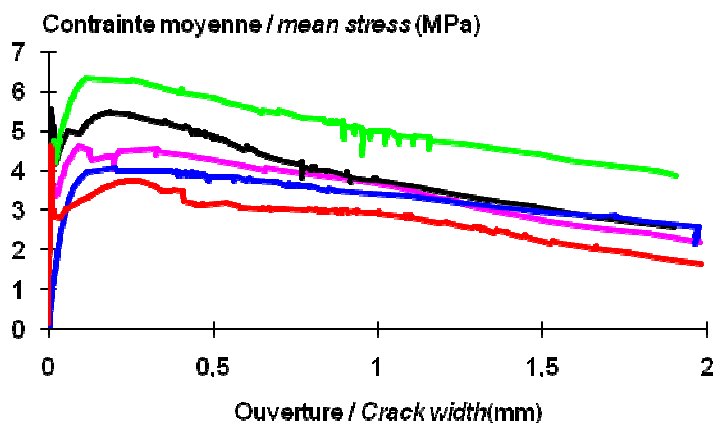


Figure 1. a) Essais sur éprouvettes entaillées. Vitesse d'ouverture 0,15 $\mu\text{m/s}$. Echantillons de la direction A. Faible efficacité des fibres. D'après Réf. [TOUT, 99].
 Figure 1.a): Tests on notched specimens. Crack-opening rate of 0.15 $\mu\text{m/s}$. Specimens from direction A. Low fibre efficiency. According to Ref. [TOUT, 99].

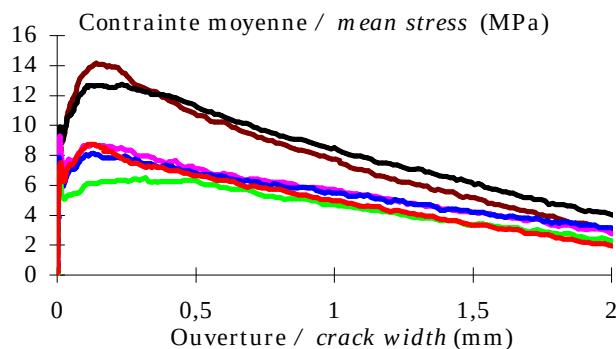


Figure 1. b) Essais sur éprouvettes entaillées. Vitesse d'ouverture moyenne 3,2 m/s. Epreuves de la direction A. Faible efficacité des fibres. D'après Réf. [TOUT, 99].

Figure 1. b) Tests on notched specimens. Mean crack-opening rate of 3.2 m/s. Specimens from direction A. Low fibre efficiency. According to Ref. [TOUT, 99].

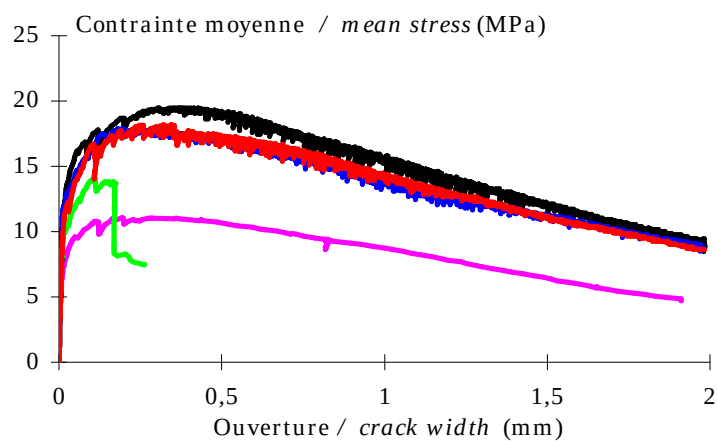


Figure 2. a) Essais sur éprouvettes entaillées. Vitesse d'ouverture 0,15 $\mu\text{m/s}$. Epreuves de la direction C. Forte efficacité des fibres. D'après Réf. [TOUT, 99].

Figure 2. a) Tests on notched specimens. Crack-opening rate of 0.15 $\mu\text{m/s}$. Specimens from direction C. High fibre efficiency. According to Ref. [TOUT, 99].

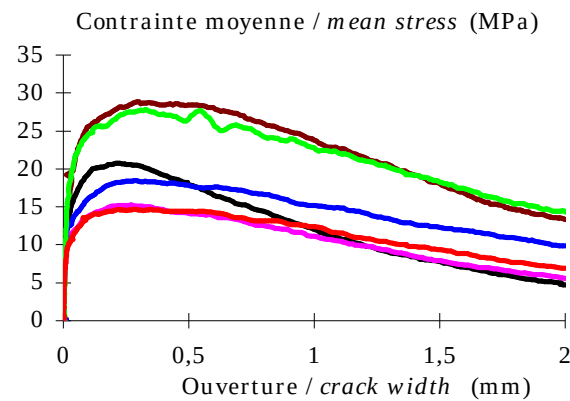


Figure 2. b) Essais sur éprouvettes entaillées. Vitesse d'ouverture moyenne 2,8 m/s. Eproutettes de la direction C. Forte efficacité des fibres. D'après Réf. [TOUT, 99].

Figure 2. b) Tests on notched specimens. Mean crack-opening rate of 2.8 m/s. Specimens from direction C. High fibre efficiency. According to Ref. [TOUT, 99].

ANNEXE 9

ANNEX 9

Caractéristiques indicatives de quelques BFUP

Indicative Characteristics of some UHPFRC

CARACTERISTIQUES	Ductal® FM avec TT	BSI®	BCV®	ESSAIS
Résistance caractéristique à la compression à 28 j	150-200 MPa (après TT)	180 MPa	150-200 MPa (après TT)	Résultats obtenus sur éprouvettes de dimensions différentes telles que : $\Phi \geq 5$ lf et $\Phi \geq 6$ Dmax
Résistance élastique à la traction à 28 j	9-10 MPa (avec entaille)	8,8 MPa	...	
f_{ctfm} (w = 0,3 mm) valeur moyenne	7-10 MPa	7,9 MPa	...	
Module d'élasticité E	45-55 GPa	65 GPa	44 GPa	
Module de cisaillement G	24 GPa	25 GPa		
Coefficient de Poisson	0,2	0,2		
Masse volumique (kg/m ³)	2500kg/m ³	2750 kg/m ³	2480 kg/m ³	...
Coefficient de dilatation thermique	12µm / m/°C	10,4 µm/m/°C		
Retrait	600-800 µm / m (retrait total)	550 µm / m (retrait endogène)	600 µm / m	
Fluage propre et de dessiccation	$K_{fl}=0,2-0,4$ (après TT) $K_{fl} = 1.0$ (sans TT)	$K_{fl} = 0,8$ (sans TT)		Mode opératoire LCPC/RILEM
Porosité	1,9 %	3 %		
Absorption	0,06 g / cm ²	0,22 g / cm ²		
Perméabilité à l'air	< 10 ⁻²⁰ m ²			
Essai de Gel – Dégel	0 %	2,8 %		
Test de consistance	550 mm	640 mm		

Nous attirons l'attention du lecteur sur le fait que ces valeurs ne sont données qu'à titre indicatif et que les caractéristiques doivent être déterminées conformément aux épreuves d'étude comme indiqué au chapitre 1.

CARACTERISTIQUES	Ductal®	BSI®	BCV®	TESTS
28-day characteristic compressive strength	150-200 MPa (after H.T.)	180 MPa	150-200 MPa (after H.T.)	Results obtained on specimens of different dimensions with $\Phi \geq 5 l_f$ and $\Phi \geq 6 D_{max}$
28-day elastic tensile strength (peak)	9-10 MPa (notched specimen)	8.8 MPa (without notch)		
f_{ctm} ($w = 0.3$ mm) mean value	7-10 MPa	7.9 MPa		AFREM procedure = Curve
Modulus of elasticity E	45-55 GPa	65 GPa	44 GPa	
Shear modulus G	24 GPa	25 GPa		
Poisson's ratio	0.2	0.2		
Density (kg/m^3)	2500 kg/m^3	2750 kg/m^3	2480 kg/m^3	...
Thermal expansion coefficient	12 $\mu m / m/^{\circ}C$	10.4 $\mu m / m/^{\circ}C$		
Shrinkage	600-800 $\mu m / m$ (total shrinkage)	550 $\mu m / m$ (autogenous shrinkage)	600 $\mu m / m$	...
Basic and drying creep	$K_{\beta} = 0.2 - 0.4$ (after HT) $K_{\beta} = 1.0$ (without HT)	$K_{\beta} = 0.8$ (without HT)		LCPC/RILEM procedure
Porosity	1.9 %	3 %		
Absorption	0.06 g / cm^2	0.22 g / cm^2		
Air permeability	$< 10^{-20} m^2$			
Freeze-thaw test	0 %	2.8 %		
Flow Test	550 mm	640 mm		

It should be noted that these values are only given as an indication and the characteristics must be determined according to the design tests as indicated in Chapter 1.

Les valeurs données ci-avant sont des valeurs indicatives proposées par les fournisseurs de BFUP. Elles sont tirées d'un dossier technique disponible auprès de ces mêmes fournisseurs.

The values given in the above table are indicative values given by UHPFRC suppliers. They are taken from technical data available from the suppliers concerned.

ANNEXE 10

Compléments et commentaires sur les calculs d'ouverture de fissure à l'ELS du chapitre 2

Commentaire relatif à la clause 7.3.4 (03) :

Quand des armatures actives et passives sont combinées, le calcul dans l'hypothèse des sections planes (adhérence parfaite, pas de glissements) fournit des contraintes $\sigma'_s = \Delta\sigma'_p$ qui ne sont pas des valeurs exactes, en raison de la différence des adhérences. Par contre, la contrainte des fibres qui, à l'ELS, doit être la valeur de palier f_{ctf} , est connue. Ces contraintes peuvent être corrigées pour obtenir une meilleure estimation de σ_s et de $\Delta\sigma_p$, à l'aide des facteurs correctifs ci-dessous (pour $E_p = E_s$):

$$\alpha_s = \sigma_s / \sigma'_s = (A_s + A_p) / (A_s + \xi_1 A_p)$$

$$\alpha_p = \Delta\sigma_p / \Delta\sigma'_p = (A_s + A_p) / [(1/\xi_1) A_s + A_p] = \xi_1 \alpha_s$$

Avec

A_s , A_p , les sections totales d'armatures passives et actives dans l'aire $A_{c,eff}$ définie en 7.3.4 (2)

$$\xi_1 = \sqrt{\xi(\phi_s / \phi_p)}$$

$\xi = \eta_p / \eta_s$ est le rapport de la capacité d'adhérence des armatures de précontrainte η_p à celle des armatures de béton armé η_s , selon le tableau 7.2 du chapitre 2.

ϕ_s est le diamètre de la plus grosse armature passive

ϕ_p est le diamètre de l'armature de précontrainte. On prend un diamètre équivalent qui est le diamètre nominal pour les torons isolés (les valeurs indiquées par l'EC2 au §6.8.2 sont trop petites) et on prend la valeur $\phi_{p,eq} = 1,6\sqrt{A_p}$ pour un câble de plusieurs torons avec une section résistante A_p .

Commentaire relatif à la clause 7.3.4 (1) : ouverture de fissures

L'ouverture calculée w_k (formule 7.8) correspond à une valeur maximale, cohérente avec les limites w_{max} du tableau 7.1 et sensiblement égale à 1,7 fois

ANNEX 10

Complementary comments on crack width calculations at SLS with respect to Chapter 2

Note to clause 7.3.4 (03):

When prestressing tendons and reinforcing steel are combined, the crack calculation based on the assumption of plane sections (perfect bond strength, no slipping) gives stresses $\sigma'_s = \Delta\sigma'_p$ which are not exact values due to the different bond strengths. However, the fibre stress which, at SLS must be the plateau value f_{ctf} , is known. The above stresses can be corrected to obtain a better estimation of σ_s and $\Delta\sigma_p$, using the corrective factors below (for $E_p = E_s$):

Where

A_s , A_p , are the total cross-sections of the reinforcing steel and prestressing tendons in area $A_{c,eff}$ defined in 7.3.4 (2)

$$\xi_1 = \sqrt{\xi(\phi_s / \phi_p)}$$

$\xi = \eta_p / \eta_s$ is the ratio of the bond strength capacity of the prestressing steel η_p to that of the reinforcing steel η_s , according to table 7.2 of Chapter 2.

ϕ_s is the diameter of the thickest reinforcing steel

ϕ_p is the diameter of the tendon. For single strand and multi-strand tendons. An equivalent diameter is taken which is the nominal diameter for a single strand (the values indicated by EC2 in §6.8.2. are too small); for a multi-strand cable with a steel section of A_p , it is assumed that $\phi_{p,eq} = 1,6\sqrt{A_p}$

Note to clause 7.3.4 (1): crack width

The calculated crack width w_k (formula 7.8), corresponds to a maximum value that is coherent with w_{max} in table 7.1 and approximately equal to

l'ouverture moyenne, car associée à un espacement maximal des fissures lui-même égal à 1,7 fois l'espacement moyen.

En béton armé, la grandeur la plus représentative pour le comportement en service vis-à-vis du risque de corrosion est l'ouverture au droit des armatures, bien que l'EC2 demande de vérifier l'ouverture à distance des armatures lorsque celles-ci sont espacées de plus de $5(c + \varnothing/2)$. Pour la pérennité des fibres des BFUP c'est l'ouverture maximale entre les armatures qui gouverne. L'espacement s des barres égal à $10(c + \varnothing/2)$ correspond à une limite au-delà de laquelle il y a deux familles de fissures, la première n'intéressant qu'une largeur réduite au voisinage des armatures, la seconde intéressant tout l'élément, d'espacement et d'ouverture plus grands que ceux de la première.

Complément à la clause 7.3.4 (2) : déformation moyenne

Quand des armatures actives et passives sont combinées, dans l'hypothèse de l'égalité des modules $E_p = E_s$, l'expression de ρ_{eff} est remplacée dans la formule (7.9) par :

$$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p) / A_{c,eff}$$

$$\text{Avec } \xi_1^2 = \xi (\varnothing_s / \varnothing_p),$$

ξ défini comme en 7.3.4 (03)

Lorsque l'entraxe s des barres est grand, l'hypothèse de planéité peut être en défaut. La déformation moyenne ($\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f}$) de la formule (7.9) permet de calculer l'ouverture de fissure w_s , puis w_t , au droit des armatures. Un facteur empirique permet de passer à l'ouverture w_{t1} à mi-distance des armatures. Ce facteur est celui qui est valable pour le béton armé non fibré quand $f_{ctfm} = 0$. Il donne une ouverture uniforme ($w_{t1} = w_t$) pour le béton fibré, en l'absence d'armatures. Lorsque fibres et armatures sont combinées, on suppose par prudence qu'il n'y a pas d'uniformité.

Complément à la clause 7.3.4 (3) : espacement maximal des fissures

Quand le tirant de section $A_{c,eff}$ comporte des armatures de même adhérence mais de diamètres différents, on remplace le diamètre $\varnothing$ dans la formule (7.11) par un diamètre équivalent :

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

Quand des armatures actives (diamètre réel ou équivalent $\varnothing_p$, facteur d'adhérence η_p) et passives

1.7 times the average crack width, since it is combined with a maximum width spacing, itself equal to 1.7 times the average spacing.

In reinforced concrete, the most significant figure for sericability verification in relation to corrosion risk is the crack width over reinforcements although EC2 requires that, when the reinforcements are more than $5(c + \varnothing/2)$ apart, the width of cracks that are not in the vicinity of the reinforcements, must be verified. For the durability of UHPFRC fibres, it is the maximum crack width between the reinforcements which is the most important factor. The spacing s of the bars, equal to $10(c + \varnothing/2)$, corresponds to a limit above which there are two types of cracks; the first type only concerns a reduced band close to the reinforcements while the second concerns the entire member, and spacing and crack width are greater than those of the first type.

Addendum to clause 7.3.4 (2): average strain

When prestressing tendons and reinforcing steel are combined, based on the supposition that modulus $E_p = E_s$, the expression of ρ_{eff} is replaced in formula (7.9) by:

$$\rho_{eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p) / A_{c,eff}$$

$$\text{Where } \xi_1^2 = \xi (\varnothing_s / \varnothing_p),$$

ξ defined as in 7.3.4 (03)

If the bars are spaced far apart, it may not be possible to assume that the plane surfaces remain plane. The mean strain ($\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f}$) in formula (7.9) enables the crack width w_s , then w_t , to be calculated at the reinforcements. An empirical factor is used to calculate the crack width w_{t1} halfway between the reinforcements. This factor is valid for reinforced concrete that is not fibre-reinforced when $f_{ctfm} = 0$. It gives a uniform crack width ($w_{t1} = w_t$) for fibre-reinforced concrete, when there are no reinforcements. When fibres and reinforcement are combined, it is prudent to assume that there is no uniformity.

Addendum to clause 7.3.4 (3) : maximum spacing between cracks

When the tie of section $A_{c,eff}$ has reinforcements of identical bond strength but different diameter, the diameter $\varnothing$ is replaced in formula (7.11) by an equivalent diameter:

When prestressing tendons (actual diameter or equivalent diameter $\varnothing_p$, bonding factor η_p) and

(diamètre réel ou équivalent $\emptyset_s$, facteur d'adhérence η_s) sont combinées, le terme l_t de la formule (7.11) est remplacé par :

$$l_t = [0,3 k_2 (1 - f_{ctf,m} / f_{ctm,el}) / \delta] / [\xi_1 \eta_s (\rho_{s,eff} / \emptyset_s) + \eta_p (\rho_{p,eff} / \emptyset_p)] \geq l_t / 2$$

Avec ξ_1 défini en 7.3.4 (03) ci-dessus

$$\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff}$$

$$\rho_{p,eff} = A_p / A_{c,eff}$$

reinforcing steel (actual diameter or equivalent diameter $\emptyset_s$, bonding factor η_s) are combined, the term l_t of formula (7.11) is replaced by:

$$\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff}$$

$$\rho_{p,eff} = A_p / A_{c,eff}$$

Commentaires sur la formule (7 .11)

- Si le béton n'est pas fibré ($f_{ctfm} = 0$, $\delta = 1$), on retrouve la formule de l'espacement pour le béton armé selon l'EC 2. S'il n'y a pas d'armature ($c = 0$, $\emptyset = 0$), on trouve l'espacement potentiel des fissures du béton renforcé de fibres de longueur l_f à la limite de l'écrouissant ($f_{ctfm} = f_{ctm,el}$), qui résulte de la valeur plancher du terme l_t . Mais dans ce cas il n'est pas nécessaire de vérifier l'ouverture de fissure.

- Pour les barres HA ($\eta_s = 2,25$) la contrainte d'adhérence implicite dans la formule du Code Modèle CEB-FIP 1978, bien validée par les essais et d'où est issue celle de l'EC2, est $\tau_{bs} = 1,67 \eta_s f_{ct}$, proche de l'adhérence ultime d'ancrage. Mais le terme l_t de CEB-FIP 78 a été multiplié par 2 dans l'EC2. (Ici, le facteur 2 est conservé)

- Les valeurs du facteur d'adhérence dans le coulis d'injection η'_p du tableau 7.2 ont été extrapolées de l'EN 1992-1-1 sur la base des valeurs de résistance en traction $f'_t = 2,5$ MPa pour le coulis et $f_t \approx 0,25 f_c^{2/3}$ pour les BFUP (soit en moyenne $f_t \approx 8,2$ MPa).

- L'adhérence des fibres intervient implicitement dans la résistance $f_{ctf,m}$.

- Coefficients numériques :

$$s_{r,min} = l_0 + l_t ;$$

$$s_{r,moy} = 1,5 s_{r,min} ;$$

$$s_{r,max} = 1,7 s_{r,moy} = 2,55 s_{r,min}$$

Comments on formula (7 .11)

- If the concrete is not fibre-reinforced ($f_{ctfm} = 0$, $\delta = 1$), the formula corresponds to the reinforced concrete spacing formula in EC 2. If there are no reinforcements ($c = 0$, $\emptyset = 0$), the potential crack spacing of concrete with fibres of length l_f is found at the strain-hardening limit ($f_{ctfm} = f_{ctm,el}$), which results from the minimum value of the term l_t . But in this case, it is not necessary to verify the crack width.

- For ribbed reinforcing bars ($\eta_s = 2.25$) the bond stress implicit in the formula of the CEB-FIP Model Code 1978, well-validated by tests and which led to that of EC2, is $\tau_{bs} = 1.67 \eta_s f_{ct}$, very similar to the ultimate strength of the reinforcement steel. But term l_t of CEB-FIP 78 has been multiplied by 2 in EC2, (here, the factor 2 is kept).

- The values of bond factor between tendons and grout η'_p in table 7.2 have been extrapolated from EN 1992-1-1, based on the tensile strength values of $f'_t = 2.5$ MPa for grout and $f_t \approx 0.25 f_c^{2/3}$ for UHPFRC (i.e. on average $f_t \approx 8.2$ MPa).

- The bond strength of the fibres is implicitly involved in the strength properties $f_{ctf,m}$.

- Numerical coefficients:

$$s_{r,min} = l_0 + l_t ;$$

$$s_{r,ave} = 1.5 s_{r,min} ;$$

$$s_{r,max} = 1.7 s_{r,ave} = 2.55 s_{r,min}$$

Observons que la formule 7.11 proposée dans ces présentes recommandations est bien cohérente avec la formule 7.11 de l'Eurocode 2. En effet, à l'Eurocode 2 :

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{eff}$$

Avec

$k_1 = 0,8$ pour les barres HA

With

$k_1 = 0.8$ for ribbed bars

$$k_3 = 3,4$$

$$k_4 = 0,425$$

d'où

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

It comes :

$$s_{r,max} = 3.4c + 0.34k_2\phi / \rho_{eff}$$

Avec la formule proposée ici :

With the formula proposed here :

$$s_{r,max} = 2.55(l_0 + l_t) = 3.4 \frac{c}{\delta} + 0.34k_2 \frac{1 - f_{ctfm} / f_{ctm,el}}{\delta} \phi / \rho_{eff}$$

Qui donne le même résultat que la formule de l'Eurocode 2 en prenant $f_{ctfm}=0$ et $\delta=1$.

Which gives the same result as the Eurocode 2 taking $f_{ctfm}=0$ and $\delta=1$.

ANNEXE 11

Tests de transfert pour des ancrages de précontrainte utilisés dans un BFUP

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. Il est donc proposé ici des tests de transfert adaptés, basés sur des essais réels [TOUT,07].

Cette partie ne s'applique qu'aux ancrages mécaniques, elle ne s'applique pas aux ancrages par adhérence.

1. Nombre d'essais recommandé

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, on n'autorise pas l'interpolation entre les tailles testées en raison de probables effets d'échelle.

Ces trois tests de transfert valident donc un couple ancrage (ou coupleur) de taille donnée + BFUP.

2. Description de l'essai

2.1 Corps d'épreuve.

Le corps d'épreuve est schématisé sur la figure 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 béton fibré ultra haute performance qui sera utilisé avec l'ancrage. Le traitement thermique éventuel, la

ANNEX 11

Transfer tests for post-tensioning systems used with UHPFRC

For a post-tensioning system already approved by a European Technical Agreement (ETA) according to ETAG013 [ETAG,02] and to be used in association with a UHPFRC, it is necessary to check its ability to transfer the prestressing force from the anchorage to the UHPFRC. Adapted transfer tests are therefore proposed here, based on real tests [TOUT,07].

This part only applies to mechanical anchorage and not to bond anchorage.

1. Recommended number of tests

Given the scatter of the results, each size of anchorage or coupler shall be tested three times with the UHPFRC with which it is to be used.

Conversely to ETAG013, interpolation is not allowed between tested sizes because of possible scale effects.

These three transfer tests therefore validate the ability to use the combination of an anchorage (or coupler) of a given size and the associated UHPFRC.

2. Test description

2.1 Test specimen

The test specimen is shown schematically in figure 1. It contains the anchorage components and any confining reinforcement embedded in the UHPFRC element, in accordance with the intended application and the manufacturer's specification.

The test specimen is a concrete prism tested in axial compression. Its concrete cross-section $A_c = a \cdot b$ corresponds to the minimum cross-section for the particular tendon and UHPFRC being tested.

The height h of the specimen must be at least three times the longer of the two side lengths a and b (see fig B.3.1.1.). The height of the lower, non-reinforced, part of the specimen must be at least $0.5h$.

The specimen concrete must correspond exactly to the UHPFRC to be used with the anchorage.

cure, la maturation doivent être représentatifs des applications envisagés. Les prismes moulés pour la détermination de la résistance en compression et en traction du béton doivent être exécutés dans les mêmes conditions.

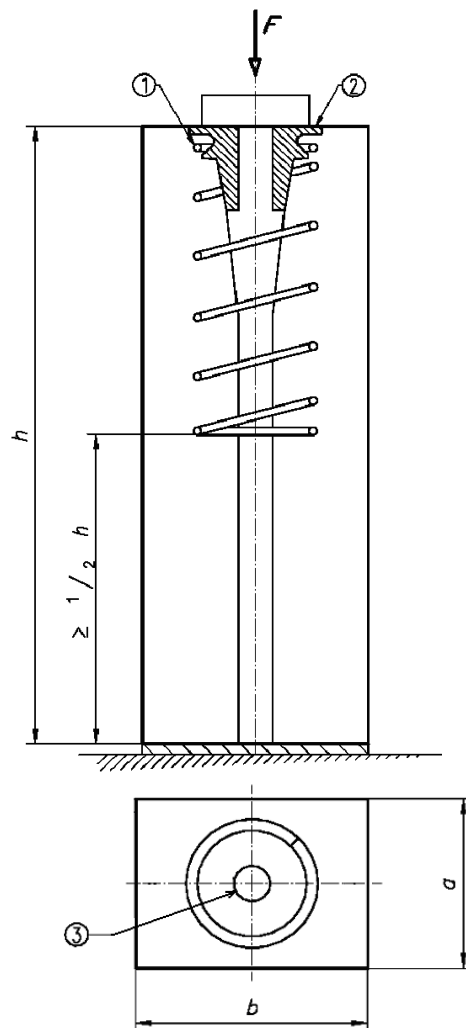
De même, pour être le plus possible représentatif de l'écoulement du BFUP autour de l'ancrage, le bloc devra être coulé horizontalement.

Si présence d'armatures, l'enrobage doit être de 10 mm environ.

Possible heat treatment, curing, the maturation process must be representative of future applications. Prisms used to determine the compressive and tensile strength of the concrete must be made under the same conditions.

Likewise, to be as representative as possible of UHPFRC flow during casting, the specimen must be cast horizontally.

If reinforcement is used, cover must be about 10 mm.



1 Frettage éventuel / confining reinforcement, where present

2 Composants de l'ancrage / anchorage components

3 Conduit vide/ empty duct

Figure 1 : Corps d'épreuve pour l'essai de transfert de charge

Figure 1 : Test specimen for load transfer test

2.2 Procédure d'essai

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 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

2.2 Testing procedure

The specimen is mounted in a calibrated test rig or testing machine. The load must be applied to the specimen on an area which simulates the loading conditions in a complete anchorage.

The load is increased incrementally: $0.2 F_{pk}$, $0.4 F_{pk}$, $0.6 F_{pk}$ and $0.8 F_{pk}$ (see figure 2). After reaching $0.8 F_{pk}$, at least ten slow load cycles are to be performed, with $0.8 F_{pk}$ and $0.12 F_{pk}$ being the upper and lower load limits respectively. The number of load cycles required depends on the

charge dépend de la stabilisation des enregistrements de déformations et de largeurs de fissures, décrites ci-dessous. 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 2 montre la séquence de chargements et de mesures.

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 :

$$f_{cm,e} \leq f_{cm,0} + 15 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm,el,e} \leq f_{ctm,el,0} + 1 \text{ MPa}$$

$f_{cm,e}$ sera déterminé à l'aide de 3 éprouvettes testées en compression

$f_{ctm,el,e}$ sera déterminé soit grâce à 3 éprouvettes testées en traction directe, soit grâce à 3 prismes testés en flexion 4 points (voir annexe 3)

$f_{cm,0}$ 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.

stabilisation of strain records and crack widths as described below. After these cyclic loadings, the specimen is loaded continuously to failure.

During the cyclic loadings, measurements are taken at the upper and lower loads of several cycles in order to decide whether satisfactory stabilisation of strains and crack widths has been attained. Cyclic loading is continued for n cycles until stabilisation is satisfactory (see part 2.3). Figure 2 shows the loading and measurement sequence.

When the final test to failure is carried out, the mean compressive and tensile strength of the concrete specimen must fulfill:

$$f_{cm,e} \leq f_{cm,0} + 15 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm,el,e} \leq f_{ctm,el,0} + 1 \text{ MPa}$$

$f_{cm,e}$ is determined by conducting a compression test on three specimens

$f_{ctm,el,e}$ is determined by conducting a direct tensile test or 4-point bending test on 3 specimens (see annex 3).

$f_{cm,0}$ is the mean compressive strength of UHPFRC at which full prestressing is permitted.

$f_{ctm,el,0}$ is the mean limit of elasticity of the UHPFRC at which full prestressing is permitted.

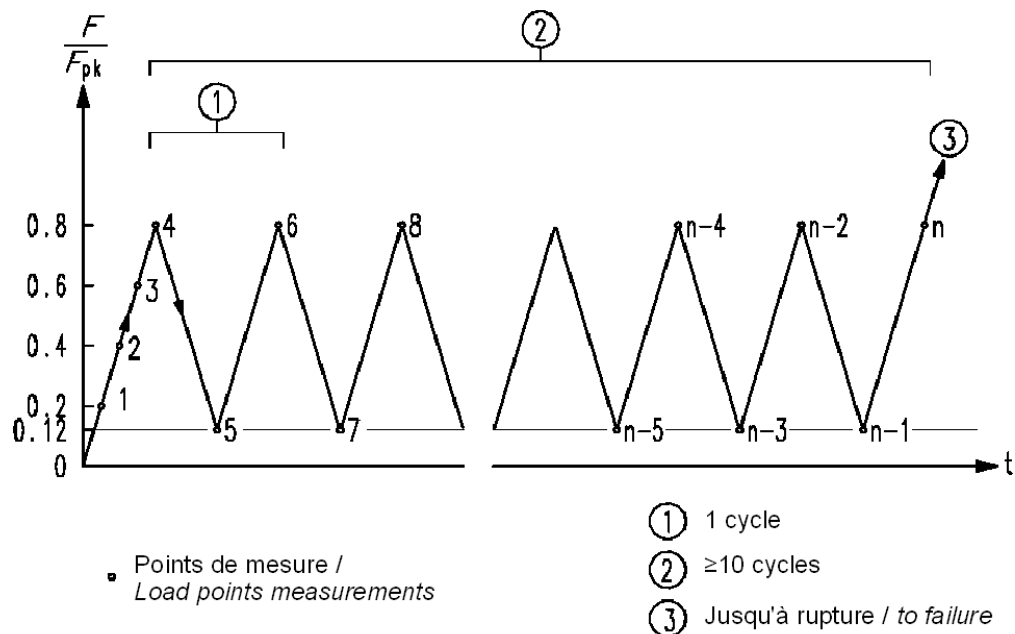


Figure 2 : Procédure pour l'essai de transfert de charge
Figure 2: Load transfer test procedure

2.3 Critères de stabilisation

On peut considérer que les largeurs de fissures sont stabilisées lorsque, sous la charge maximale, elles satisfont à :

$$w_n - w_{n-4} \leq 1/3 (w_{n-4} - w_0), n \geq 10$$

ou $w_n \leq 0,1$ mm.

On peut considérer que les déformations longitudinales et transversales sont stabilisées lorsqu'elles satisfont à :

$$\epsilon_n - \epsilon_{n-4} \leq 1/3 (\epsilon_{n-4} - \epsilon_0), n \geq 10$$

Voir la figure 3 pour plus de précisions sur l'évaluation des critères de stabilisation.

2.3 Stabilisation criteria

Crack openings can be considered as stabilised if their widths under upper load comply with :

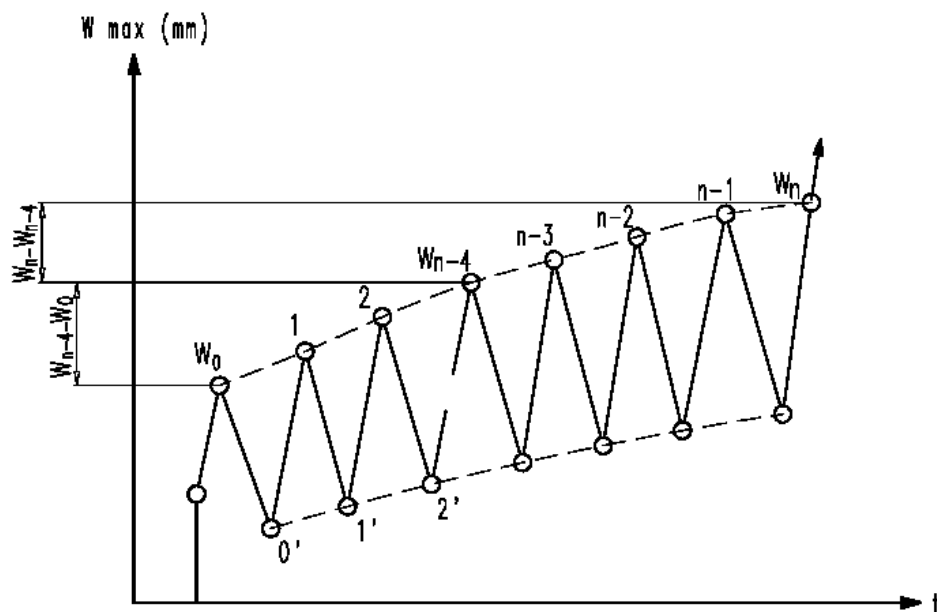
$$w_n - w_{n-4} \leq 1/3 (w_{n-4} - w_0), n \geq 10$$

or $w_n \leq 0.1$ mm.

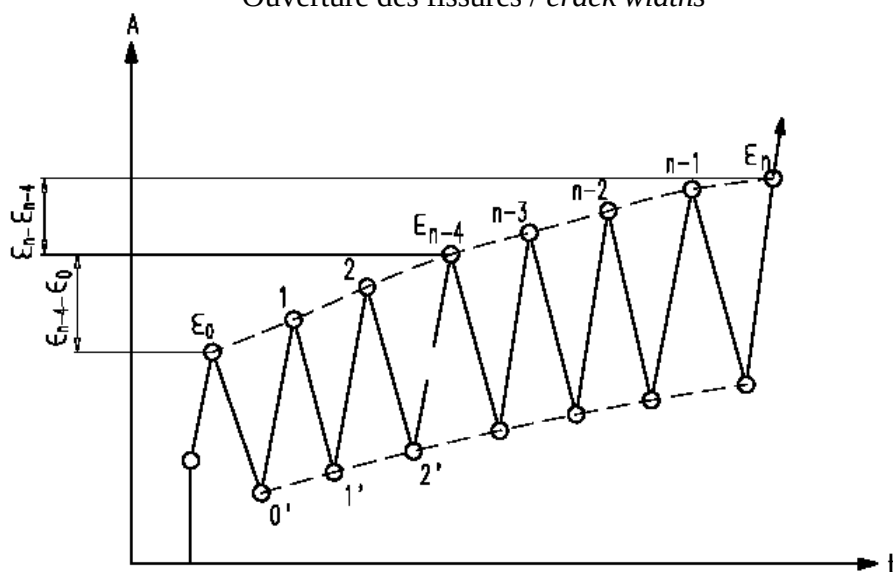
Longitudinal and transverse strains can be considered as stabilised if they satisfy:

$$\epsilon_n - \epsilon_{n-4} \leq 1/3 (\epsilon_{n-4} - \epsilon_0), n \geq 10$$

See figure 3 for further information on determining stabilisation criteria.



Ouverture des fissures / crack widths



Déformations / strains

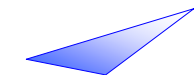
Figure 3 : Evaluation de la stabilisation des déformations et des largeurs de fissures
Figure 3: Assessment of crack widths and strain stabilisation

2.4 Mesures et observations

Les mesures et observations à effectuer et à relever sont les suivantes :

2.4 Measurements and observations

The following measurements and observations are made and recorded :

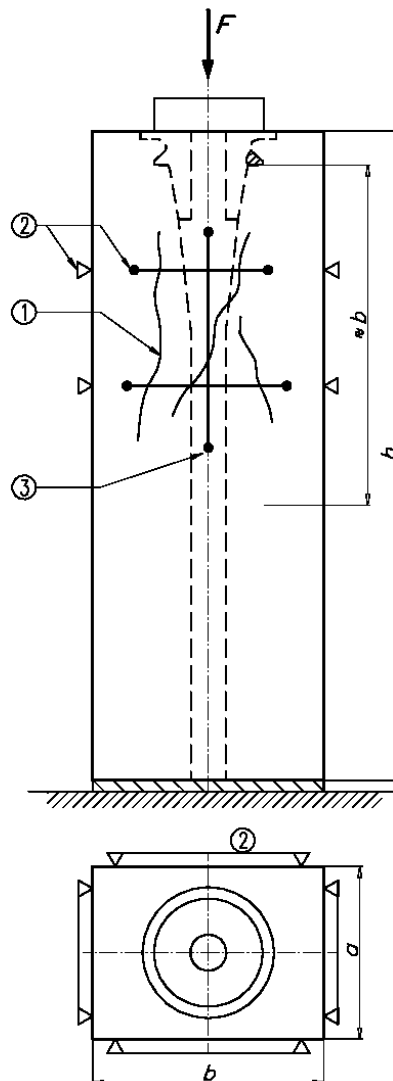


- vérification de la conformité des composants aux spécifications (matériaux, usinage, géométrie, dureté, etc.) ;
- déformation longitudinale et transversale du béton sur les quatre faces latérales du bloc (si impossibilité, instrumenter au moins 3 faces : la surface non coffrée, la surface latérale 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 plus haut ;
- 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 4 montre schématiquement la disposition des jauges ou extensomètres pour la mesure des déformations sur chaque côté du bloc, etc.

- *compliance checking of the components with specifications (materials, machining, geometry, hardness, etc).*
- *longitudinal and transverse concrete strains on the four sides of the specimen (if this is not possible, on at least three sides i.e. the unformed face, one side face and the lower face during casting), in the region of maximum bursting effect under the upper and lower load, as a function of the number of load cycles.*
- *crack formation, width and propagation on the side faces of the specimens, as mentioned above.*
- *visual inspection and/or measurement of deformation of anchorage components in contact with concrete.*
- *location and mode of failure*
- *ultimate force F_u*

Figure 4 schematically shows the arrangement of the gauge points for strain measurement on each side of the specimen, etc.



1 Fissures / cracks

2 Mesure de ϵ_t / ϵ_t measurement device

3 Mesure de ϵ_v (longueur de base ≈ 0.6 à $0.8 b$)
/ ϵ_v measurement device (strain gauge length ≈ 0.6 to $0.8 b$)

Figure 4 : Instrumentation pour l'essai de transfert de charge
Figure 4: Measuring set-up for load transfer test

3. Critères d'acceptation

Les critères d'acceptation sont les suivants :

* Largeurs de fissures max 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

3. Acceptance criteria

The acceptance criteria are as follows:

* Crack widths max w:

- upon first attainment of upper load of 80% of tensile element characteristic strength, maximum

;

- 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 :

$$F_u \geq 1,3 F_{pk} (f_{cm,e}/f_{cm,0}) \max(f_{ctm,e}/f_{ctm,0}; 1)$$

4. distances entre axes et distances au bord

Pour appliquer le résultat des essais à l'ouvrage réel, 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 l'ouvrage réel définies comme suit :

$$a' = a + 0,6 \cdot l_f$$

$$b' = b + 0,6 \cdot l_f$$

(avec l_f longueur des fibres)

De ces dimensions de référence a, b et a' et b', on déduit les entraxes minimaux x et y des ancrages dans l'ouvrage de la façon suivante :

$$A_c = x \cdot y = a' \cdot b'$$

$$x \geq 0.85 a'$$

$$y \geq 0.85 b'$$

on déduit les distances au bord minimales x_b et y_b dans l'ouvrage de la façon suivante :

$$x_b \cdot y_b = (a \cdot b)/4$$

$$x_b \geq 0.85 a/2$$

$$y_b \geq 0.85 b/2$$

width 0.15 mm

- upon last attainment of lower load of 12% of tensile element characteristic strength, maximum width 0.15 mm

- upon last attainment of upper load of 80% of tensile element characteristic strength, maximum width 0.25 mm

* The longitudinal and transverse crack readings should stabilise during cyclic loading (to be verified if the cracks observed exceed 0.10 mm).

* The longitudinal and transverse strain readings should stabilise during cyclic loading.

* The measured ultimate force shall satisfy:

$$F_u \geq 1,3 F_{pk} (f_{cm,e}/f_{cm,0}) \max(f_{ctm,e}/f_{ctm,0}; 1)$$

4. Centre to centre distance and distance to edge

For application of the test result to the real structure, dimensions a and b of the specimen are corrected to take into account a favourable edge effect in the vicinity of the formwork (the fibre orientation is parallel to the surface of the form). Dimensions a' and b' in the real structure are therefore introduced as follows:

$$a' = a + 0,6 \cdot l_f$$

$$b' = b + 0,6 \cdot l_f$$

From the above reference dimensions a, b, a' and b', the minimum centre to centre distance x and y between the anchorage axes in the real structure are deduced in the following way :

$$A_c = x \cdot y = a' \cdot b'$$

$$x \geq 0.85 a'$$

$$y \geq 0.85 b'$$

The distance to edge x_b and y_b in the structure are calculated as follows :

$$x_b \cdot y_b = (a \cdot b)/4$$

$$x_b \geq 0.85 a/2$$

$$y_b \geq 0.85 b/2$$

ANNEXE 12

Résistance au séisme des BFUP

En l'état actuel de nos connaissances, il n'est pas encore possible d'adapter pour les BFUP de façon complète et exhaustive les spécifications de l'Eurocode 8 concernant les structures en béton armé ou précontraint.

Néanmoins, des recherches ont été réalisées ces dernières années pour déterminer le comportement des BFUP sous sollicitations cycliques, et pour examiner les possibilités d'utilisation de ces matériaux en zone sismique, tant en solution de confortement de structures existantes, que de dimensionnement d'ouvrages neufs.

Certains éléments clés peuvent être retenus pour la conception en zone sismique, présentés dans ce qui suit.

1. Exemples de comportement des BFUP sous sollicitations cycliques

1.1 Comportement dans le domaine élastique du matériau BFUP

Des essais de sollicitations en flexion avec contraintes de traction / compression cycliques alternées, en particulier [1], ont permis de montrer le non endommagement irréversible du matériau dès lors que les contraintes de traction maximales dans les éprouvettes restent en deçà de la limite de fissuration $f_{ctm,el}$. Ces résultats justifient les limitations des contraintes sous charges fréquentes du § 6.8 Fatigue et du § 7.3.1 Maîtrise de la fissuration.

1.2 – Comportement structurel dans le domaine fissuré

a) Béton fibré non armé

La figure 1 présente un exemple de courbe force-ouverture de fissure d'un essai de flexion sur prisme 50x150x550 mm en Ductal® FM [1] dans lequel on applique des sollicitations cycliques alternées d'amplitude croissante en déplacement jusqu'au-delà de la résistance maximale (40 cycles par palier). Le dépassement du moment résistant maximal montre qu'on a nécessairement dépassé le pic de résistance post-

ANNEX 12

Seismic behaviour of UHPFRC

On the basis of current knowledge, it is not yet possible to fully adapt the specifications of Eurocode 8 for reinforced or prestressed concrete structures, to UHPFRC.

Nevertheless, research studies have been conducted lately to determine the behaviour of UHPFRC under cyclic loading in order to investigate the possibilities of using UHPFRC in seismic areas. Both possibilities of seismic retrofitting using UHPFRC and dimensioning new seismic resistant structures have been investigated.

Some key concepts can be kept as principles for design in seismic areas. They are presented below.

1. Examples of UHPFRC response under cyclic loading

1.1 UHPFRC behaviour in the elastic domain

Bending tests with cyclic loadings leading alternatively to compressive and tensile stresses have been carried out, see especially [1]. These tests have enabled to demonstrate the absence of irreversible damage of the material if the tensile stress values remain smaller than the elastic limit strength $f_{ctm,el}$. These results justify the stress limitations under frequent loading in § 6.8 about Fatigue and in § 7.3.1 about crack control.

1.2 – Structural behaviour after cracking.

a) Non reinforced fibre concrete

The figure 1 presents an example of force – crack opening curve obtained during a bending test on 50x150x550 mm prisms with Ductal® FM [1]. In this test, alternate cyclic loadings have been applied with an increasing amplitude of displacement up to beyond the maximal resistance (40 cycles by steps of displacement). The fact that the maximum bending moment is exceeded

fissuration de traction directe.

Dans cet exemple, la courbe enveloppe des cycles dans sa partie croissante est à peine inférieure en force à la courbe monotone. Le nombre de cycles « de haut niveau » et d'amplitude de déplacement croissant de l'un à l'autre est assez petit, ce qui correspond à ce qu'on admet pour la simulation sismique [2]. On peut conclure que dans ce cas la résistance n'est que peu diminuée par la répétition et l'alternance des cycles jusqu'à l'atteinte de l'ELU.

Par contre, la chute de résistance post-maximum est beaucoup plus rapide qu'en monotone.

La ductilité en déplacement à l'ELU semble du même ordre qu'en monotone, mais la capacité de dissipation d'énergie post-ELU diminuée.

indicates that the post cracking peak stress in direct tension is necessarily exceeded.

In this example, the envelope curve of the cycles in its rising part is hardly lower than the curve with a monotonic loading. At each step of displacement, the number of cycles is relatively small, which corresponds to what is usually accepted for seismic simulation [2]. It can be concluded that in this case, the repetition and the alternance of the cycles only has a minor impact on the resistance, up to reaching ULS.

However, the post-maximum resistance drop is much higher than in monotonic loading.

The ductility in displacement at ULS is of similar magnitude as in monotonic loading, but the post-ULS capacity to dissipate energy is decreased

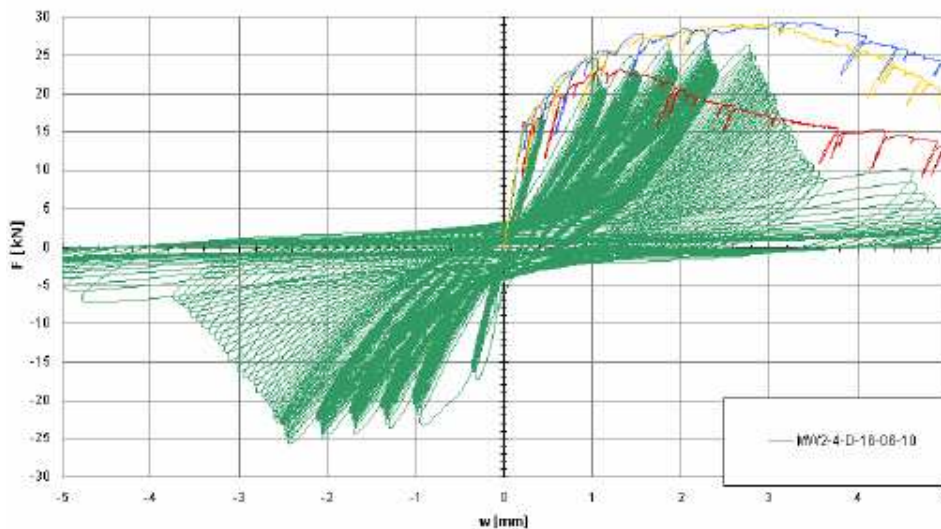


Figure 1 : test de flexion cyclique alternée Ductal®

Figure 2 : cyclic bending test with alternate loading on Ductal® prisms

b) Renforcement de structure en béton armé par chemisage en BFUP

Au Canada [3] une solution pilote de confortement d'une pile rectangulaire en béton armé a consisté à remplacer le béton à la base de la pile, sur une épaisseur égale à environ le double de l'enrobage des barres verticales en recouvrement, par du béton fibré ($f_{cm} = 130$ MPa ; f_{ctfm} en flexion 25 MPa) coulé en place. Le but était d'améliorer le comportement des recouvrements de barres existant dans cette zone, donc le fonctionnement de la rotule plastique à la base de la pile. La figure 2 (fig. 35.12 de [3]) présente les courbes force-déplacement de la pile renforcée. Par rapport à la pile non renforcée (fig. 35-11 de [3]) on obtient une amélioration de toutes les caractéristiques de la réponse : résistance accrue de près de 30%, déplacement au maximum de résistance multiplié par 2,5 environ, chute de résistance

b) Retrofitting of reinforced concrete structures by UHPFRC jacketing

In Canada [3] a prototype solution chosen to retrofit a rectangular reinforced concrete pier, consisted in replacing the concrete at the bottom of the pier, on a depth equal to twice the concrete cover of the passive steels in the lap zone, by fibre reinforced concrete ($f_{cm} = 130$ MPa, f_{ctfm} in bending 25 MPa) cast in situ. The purpose was to improve the behaviour of the rebars overlapping in this zone, and consequently the efficiency of the plastic hinge at the bottom of the pier. The figure 2 (fig 35.12 from [3]) presents the curves force – displacement of the retrofitted pier. Compared to the companion non retrofitted pier, all the response characteristics are improved : resistance increased of almost 30%, displacement at maximum resistance multiplied by

immédiatement au-delà du maximum beaucoup moins rapide, aire des cycles d'hystérésis fortement accrue, donc l'amortissement aussi.

about 2.5, resistance drop immediately after reaching the maximum much softer, area of hysteresis cycles much higher (consequently, the damping is also much higher).

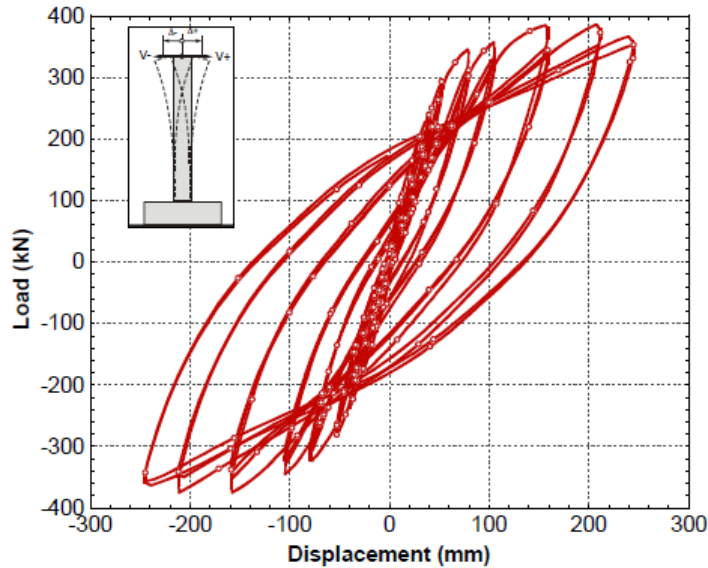


Figure 3 : comportement force-déplacement d'un poteau renforcé
Figure 4 : force-displacement response of a jacketed column

c) Utilisation de BFUP dans les nœuds d'ossatures poteaux/poutres

Au Japon l'utilisation de BFUP dans des nœuds ferrailés d'assemblages poutres poteaux de bâtiments sous fortes sollicitations sismique a fait l'objet de plusieurs recherches et applications sur structures réelles [4] qui ont montré l'intérêt du matériau vis-à-vis de la ductilité globale des assemblages, et aussi pour remplacer certaines armatures traditionnelles par les fibres.

c) Use of UHPFRC in the nodes at junction of columns and beams.

In Japan, the use of UHPFRC in reinforced concrete junctions of beams and columns of buildings potentially submitted to high seismic loads, has led to several research studies and applications on real structures, which have shown the interest of UHPFRC with regard to the global ductility of assembly, and also to replace part of the regular reinforcing bars by fibres [4].

2. Capacité de confinement structurel apportée par les fibres

2. Capacity of structural confinement brought by the fibres

2.1 Mise en évidence expérimentale

2.1 Experimental demonstration

De nombreux essais sur des bétons ordinaires et HP ont montré l'efficacité des fibres vis-à-vis du confinement des sections armées, dans une mesure variable selon l'efficacité des fibres, on peut aussi constater cet effet dans tous les essais de compression des bétons fibrés non

Many tests on ordinary concrete and high performance concrete have demonstrated the efficiency of fibres with regard to the confinement of reinforced sections. The confinement effect is of course dependent on the fibres efficiency. This confinement effect can also be noted in

armés, y compris les BFUP (voir Annexe 2 Compression).

all the compressive tests of fibre reinforced concrete specimens without conventional rebars, including the UHPFRC (see Annex 2 about compression).

2.2 – Modélisation

2.2 – Structural analysis

a) Eléments en compression

L'analyse d'un très grand nombre d'enregistrements d'essais de compression asservis montre que l'accroissement de la déformation de pic ε_{cl} de la loi de comportement (cf. Annexe 2 Compression) correspond à une pression de confinement due aux fibres :

$$\sigma_{2f} \approx 0,8 f_{ctfm} \quad (1)$$

où f_{ctfm} est la résistance maximale post-fissuration du béton fibré en traction directe, dans les directions transversale par rapport à la force de compression (direction radiale dans l'essai de compression sur éprouvette cylindrique). La contrainte f_{ctfm} est une valeur conventionnelle égale au rapport de force de traction à l'aire du béton. La contrainte de confinement par des armatures traditionnelles de taux volumique ρ_{tV} est, selon le Code-modèle CEB-FIP 1990 :

$$\sigma_2 = 0,5 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \rho_{tV} \cdot f_{ty} \quad (2)$$

α_1 et α_2 exprimant l'efficacité des armatures transversales selon diverses dispositions. Il n'y a pas « une » équivalence entre fibres et armatures ; elle dépend des dispositions de ces dernières. En égalant les valeurs (1) et (2), on obtient le taux géométrique d'armatures transversales remplacées par les fibres, en fonction des valeurs moyennes f_{ctfm} et f_{ty} :

$$\rho_{tV,f} = (0,8 \cdot f_{ctfm}) / (0,5 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot f_{ty})$$

On en déduit le taux mécanique

$$\omega_w = \rho_{tV} \cdot (f_{ty} / f_{cm})$$

$$\omega_{w,f} = (1,6 / \alpha_1 \cdot \alpha_2) \cdot (f_{ty} / f_{cm}) \quad (3)$$

a) Elements under compression

The analysis of a great number of compression tests with servo-controlled displacement controlled, shows the increase of the peak strain ε_{cl} of the constitutive law (cf Annex 2 about Compression). This corresponds to a confinement pressure due to fibres :

$$\sigma_{2f} \approx 0,8 f_{ctfm} \quad (1)$$

Where f_{ctfm} is the maximal post-cracking strength of the fibre reinforced concrete in direct tensile tests, in the directions transverse to the compressive load (radial direction in the compressive tests on cylinder specimens). f_{ctfm} is a conventional value equal to the tensile force divided by the concrete area of the cross-section. The confinement stress with regular passive reinforcement (with volume ratio ρ_{tV}) is, according to Model Code CEB-FIP 1990 :

$$\sigma_2 = 0,5 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \rho_{tV} \cdot f_{ty} \quad (2)$$

α_1 and α_2 expressing the efficiency of the transversal reinforcement, depending on their detailed location. There is no strict "equivalence" between fibres and passive reinforcements; it depends on the position of the passive reinforcing bars. Equalling the values (1) and (2), one can obtain the geometric ratio of transversal reinforcement replaced by fibres, depending on the mean values f_{ctfm} and f_{ty} .

$$\rho_{tV,f} = (0,8 \cdot f_{ctfm}) / (0,5 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot f_{ty})$$

The mechanical ratio can be derived :

$$\omega_w = \rho_{tV} \cdot (f_{ty} / f_{cm})$$

$$\omega_{w,f} = (1,6 / \alpha_1 \cdot \alpha_2) \cdot (f_{ty} / f_{cm}) \quad (3)$$

The design expression shall include safety

Passage à l'expression de calcul

S'agissant d'une corrélation physique entre deux caractéristiques d'un même matériau, on peut supposer que l'expression est conservée en valeurs caractéristiques :

$$\omega_{w,f} = (1,6/\alpha_1 \cdot \alpha_2) \cdot (f_{ctfk} / f_{ck}) \quad (4)$$

Si on veut l'exprimer avec les valeurs de calcul, en changeant simplement de notation $\omega_{wd,f}$ pour la même grandeur, on tient compte des relations :

$$f_{ctfd} = f_{ctfk}^* / (\gamma_{cf} \cdot K) \text{ et } f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

K correspondant aux directions transversales. D'où

$$\omega_{wd,f} = \frac{1,6}{\alpha_1 \cdot \alpha_2} \cdot \frac{K \cdot \gamma_{cf}}{\gamma_c} \cdot \frac{f_{ctfd}}{f_{cd}} \quad (5)$$

Avec $\gamma_{cf} = 1,05$ et $\gamma_c = 1,2$ par référence aux situations accidentelles.

Pour un prédimensionnement, en supposant $K = 1,25$, on obtient :

$$\omega_{wd,f} = \frac{1,75}{\alpha_1 \cdot \alpha_2} \cdot \frac{f_{ctfd}}{f_{cd}} \quad (6)$$

b) Eléments fléchis

L'exploitation des résultats expérimentaux en terme de déformation ϵ_{c2} correspondant à

$\sigma = 0,7 f_{cm,f}$ caractérisant la branche décroissante de la loi de comportement (cf. Annexe 2 Compression) met en évidence que l'efficacité du confinement par les fibres est plus faible que pour ϵ_{c1} , mais σ_{2f} est probablement supérieur à $0,3 f_{ctfm}$. Cependant, des essais de pieux en béton fibré de faible performance ($f_{cm} \approx 45\text{MPa}$; taux de fibres $V_f = 0,57\%$) réalisés dans le cadre du projet national BEFIM [5] ont montré que les fibres pouvaient remplacer une quantité

consideration as it is a physical correlation between two characteristics of a same material. However, it is assumed that the expression is unchanged considering characteristic values :

$$\omega_{w,f} = (1,6/\alpha_1 \cdot \alpha_2) (f_{ctfk} / f_{ck}) \quad (4)$$

The expression can thus be written using the design values, by simply changing the notation $\omega_{wd,f}$ for the same parameter, the following expressions are taken into account :

$$f_{ctfd} = f_{ctfk}^* / (\gamma_{cf} \cdot K) \text{ and } f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

K corresponding to the transversal directions.

It leads to :

$$\omega_{wd,f} = \frac{1,6}{\alpha_1 \cdot \alpha_2} \cdot \frac{K \cdot \gamma_{cf}}{\gamma_c} \cdot \frac{f_{ctfd}}{f_{cd}} \quad (5)$$

With $\gamma_{cf} = 1,05$ and $\gamma_c = 1,2$, referring to accidental situations. For preliminary design, assuming $K = 1,25$, one can use :

$$\omega_{wd,f} = \frac{1,75}{\alpha_1 \cdot \alpha_2} \cdot \frac{f_{ctfd}}{f_{cd}} \quad (6)$$

b) Elements under bending

The analysis of experimental results in terms of strain ϵ_{c2} corresponding to $\sigma = 0,7 f_{cm,f}$ which characterises the descending branch of the constitutive law (cf. annex 2 about compression), shows that the efficiency of the confinement brought by the fibres is lower than for ϵ_{c1} , but σ_{2f} is probably higher than

$0,3 f_{ctfm}$. However, tests on piles made of conventional fibre reinforced concrete ($f_{cm} \approx 45\text{MPa}$; fibres ratio $V_f = 0,57\%$), carried out in the frame of the French National Project BEFIM [5] have shown that the fibres conventional transversal passive reinforcement.

assez importante d'armatures transversales traditionnelles.

Prenons, par exemple le cas de pieux circulaires testés avec un béton classique armé non fibré et un béton fibré non armé.

Considérons une section circulaire armée de cerces de diamètre D_t , d'espacement s_t et de limite d'élasticité f_{ty} . Les expressions de α_1 et α_2 sont, selon le Code-modèle CEB-FIP 1990 :

$$\alpha_1 = (1 - 0,5 s_t / D_t)^2 \approx 0,5, \alpha_2 = 1$$

Ici $s_t \approx 0,57 D_t$, $\alpha_1 \approx 0,51$,

$$\rho_{tv,f} \approx 3,1 f_{ctfm} / f_{ty} \text{ et } f_{ctfm} \approx 1 \text{ MPa}$$

(avec une incertitude notable) ; $f_{ty} \approx 500 \text{ MPa}$, ce qui conduit finalement à $\rho_{tv} \approx 0,6\%$.

Essais comparés pieux béton armé non fibré et pieu fibré non armé $\rho_{tv} \approx 0,4\%$, en tenant compte de la résistance et de la ductilité à l'ELU en flexion et à l'effort tranchant. On en conclut que la pression de confinement due aux fibres serait :

$$0,8 f_{ctfm} \times 4/6 = 0,53 f_{ctfm}$$

donc effectivement supérieure à la valeur $0,3 f_{ctfm}$ tirée de ϵ_{c2} , puisque c'est toute la loi entre $\epsilon_c = 0$ et une valeur maximale proche de ϵ_{c2} qui intervient. Sous réserve de validation complémentaire, on pourrait admettre $\sigma_{2f} \approx 0,5 f_{ctfm}$ en flexion.

2.3 Comparaison aux armatures exigées par l'Eurocode 8

a) Armatures minimales, en section critique à la base.

En s'appuyant sur le paragraphe 5.5.3.2.2 « Dispositions constructives pour la ductilité locale des poteaux » de l'EN 1998-1, la valeur minimale du coefficient ω_{wd} s'exprime : $\omega_{wd} \geq 0,12 / (\alpha_1 \cdot \alpha_2)$ dans la zone critique à la base du poteau pour la classe de ductilité DCH.

Let us take reinforced concrete piles without fibres and piles only reinforced with fibres as an example.

Considering circular cross-section reinforced with circular steels with diameter D_t , spacing s_t , and yield stress f_{ty} . The expressions α_1 and α_2 read according to Model-Code CEB-FIP 1990 :

$$\alpha_1 = (1 - 0,5 s_t / D_t)^2 \approx 0,5, \alpha_2 = 1$$

Here $s_t \approx 0,57 D_t$, $\alpha_1 \approx 0,51$,

$$\rho_{tv,f} \approx 3,1 f_{ctfm} / f_{ty} \text{ and } f_{ctfm} \approx 1 \text{ MPa}$$

(with a noteworthy uncertainty) ; $f_{ty} \approx 500 \text{ MPa}$, which leads finally to $\rho_{tv} \approx 0,6\%$.

Comparative tests of reinforced concrete piles without fibres and piles only reinforced with fibres $\rho_{tv} \approx 0,4\%$, taking into account the resistance and the ductility at ULS for bending and for shear. We can conclude that the confinement pressure due to fibres would be :

$$0,8 f_{ctfm} \times 4/6 = 0,53 f_{ctfm}$$

This confining stress is thus higher than the value $0,3 f_{ctfm}$ obtained with ϵ_{c2} , since the entire law between $\epsilon_c = 0$ and a value close to ϵ_{c2} which applies. Under the condition that complementary checking is done, we could admit $\sigma_{2f} \approx 0,5 f_{ctfm}$ in bending.

2.3 Comparison with passive reinforcement required by Eurocode 8

a) Minimal reinforcement, in critical section at column basis.

Taking clause 5.5.3.2.2 « detailing for local ductility of columns » from EN 1998-1, the minimal value of coefficient ω_{wd} can be expressed as :

$\omega_{wd} \geq 0,12 / (\alpha_1 \cdot \alpha_2)$ in the critical zone at the column basis for ductility class DCH.

Pour les piles de ponts (EN 1998-2) on a :
 $\omega_{wd} \geq 0,12$ pour les structures DCM et
 $\omega_{wd} \geq 0,18/(\alpha_1 \cdot \alpha_2)$ pour les DCH.

En reprenant la formule (6) avec, pour un BFUP,

$$f_{ctfd} = 7 \text{ MPa} \text{ et } f_{cd} = 150 \text{ MPa} :$$

$$\omega_{wd,f} = (1,75/\alpha_1 \cdot \alpha_2) \cdot (f_{ctfd} / f_{cd})$$

$$\omega_{wd,f} \approx 0,08/(\alpha_1 \cdot \alpha_2)$$

Pour des valeurs moyennes $\alpha_1 = \alpha_2 = 0,7$ on obtient alors $\omega_{wd} \approx 0,17$. Les fibres pourraient donc remplacer les armatures traditionnelles minimales.

b) Exemple d'armatures calculées pour un poteau fortement comprimé

EN 1998-1, classe de ductilité DCM ou DCH

Formule (5.15)

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

Avec :

efficacité des armatures de confinement $\alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2$,
 coefficient de ductilité en courbure $\mu_\phi = 2q_0 - 1$
 pour $T1 > Tc$

coefficient de comportement de base $q_0 = 3,6$ pour une ossature

d'où $\mu_\phi = 6,2$

effort normal réduit $\nu_d = 0,5$ (compression faiblement excentrée)

déformation de limite élastique $\varepsilon_{sy,d} = 2,5 \cdot 10^{-3}$
 pour $f_y = 500 \text{ MPa}$

dimension totale / noyau confiné $b_c/b_0 = 1,1$

$$\omega_{wd} \geq 0,22/(\alpha_1 \cdot \alpha_2)$$

En reprenant la formule (6) avec, pour un BFUP

For bridge piers, (EN 1998-2), it reads :

$\omega_{wd} \geq 0,12$ for DCM structures and
 $\omega_{wd} \geq 0,18/(\alpha_1 \cdot \alpha_2)$ for DCH structures.

Numerical derivation of formula (6), for a UHPFRC, ($f_{ctfd} = 7 \text{ MPa}$ and $f_{cd} = 150 \text{ MPa}$), reads:

$$\omega_{wd,f} = (1,75/\alpha_1 \cdot \alpha_2) \cdot (f_{ctfd} / f_{cd})$$

$$\omega_{wd,f} \approx 0,08/(\alpha_1 \cdot \alpha_2)$$

For mean values $\alpha_1 = \alpha_2 = 0,7$ $\omega_{wd} \approx 0,17$ is then obtained. The fibres could hence replace conventional transversal passive reinforcement when used at the minimum transverse ratio.

b) Example of passive reinforcement designed for a column submitted to high compression

EN 1998-1, class of ductility DCM or DCH

Formula (5.15)

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

With :

Efficiency of passive reinforcement used for confinement $\alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2$, coefficient of ductility in curvature $\mu_\phi = 2q_0 - 1$ for $T1 > Tc$

Basic behaviour coefficient $q_0 = 3,6$ for a frame

which leads to $\mu_\phi = 6,2$

reduced axial force $\nu_d = 0,5$ (compression slightly off-centred)

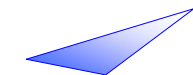
strain at yield limit $\varepsilon_{sy,d} = 2,5 \cdot 10^{-3}$ for $f_y = 500 \text{ MPa}$

total dimension / confined core $b_c/b_0 = 1,1$

$$\omega_{wd} \geq 0,22/(\alpha_1 \cdot \alpha_2)$$

Applying formula (6) with, for a UHPFRC

($f_{ctfd} = 7 \text{ MPa}$ and $f_{cd} = 150 \text{ MPa}$), one



$$f_{ctfd} = 7 \text{ MPa} \text{ et } f_{cd} = 150 \text{ MPa} :$$

$$\omega_{wd,f} \approx 0,08 / (\alpha_1 \cdot \alpha_2)$$

Les fibres remplaceraient un peu plus du tiers des armatures traditionnelles. La quantité d'armatures calculée ici est bien supérieure aux armatures minimales.

obtains:

$$\omega_{wd,f} \approx 0,08 / (\alpha_1 \cdot \alpha_2)$$

The fibres would replace a bit more than one third of the traditional passive steels. The amount of passive reinforcement calculated here is much higher than the minimal passive reinforcement.

2.4 Considérations complémentaires

Ce qui précède est valable pour des sections épaisses. On note de plus que le confinement apporté par les fibres intéresse toute la section, alors que celui des armatures traditionnelles n'intéresse qu'un noyau intérieur aux armatures.

On peut conserver le même principe pour le confinement des sections de formes plus complexes (poutres en té, caissons...) à condition que leurs éléments constitutifs soient épais au sens des présentes recommandations, et sous réserve d'une estimation prudente de la résistance f_{ctfm} dans les directions y et z perpendiculaires à la ligne moyenne de l'élément (direction x). Pour aider à cette estimation, on peut admettre que les facteurs d'orientation des fibres selon 3 directions orthogonales $\alpha_x, \alpha_y, \alpha_z$ avant l'application du facteur K, satisfont à :

$$(\alpha_x + \alpha_y + \alpha_z) / 3 \approx \alpha_{isotrope3D} \approx 0,4$$

Le facteur K est ensuite appliqué à α_y et α_z pour le confinement.

Pour les éléments minces, il est conseillé de ne pas tenir compte du confinement, car généralement l'orientation préférentielle des fibres conduira à une très faible résistance f_{ctfm} dans la direction z perpendiculaire au plan moyen xy.

2.4 Additional considerations

Provisions above are valid for thick sections. Moreover, confinement brought by the fibres concerns the whole section, whereas the confinement brought by traditional reinforcement concerns only the central core limited by the reinforcements.

We can keep the same principle for the confinement of sections with more complex shapes (Tee shaped beams, box girders, ...) provided that their constitutive elements are thick in the sense of these present recommendations, and under the condition that f_{ctfm} is safely assessed in the y and z directions, perpendicular to the axis of the element (direction x). To make this assessment, we can admit that the fibres orientation factors in 3 orthogonal direction $\alpha_x, \alpha_y, \alpha_z$ satisfy the following formula, before applying the K factor :

$$(\alpha_x + \alpha_y + \alpha_z) / 3 \approx \alpha_{isotrope3D} \approx 0,4$$

The K factor is then applied to α_y and α_z for the confinement.

For thin elements, it is advised not to take into account the confinement effect, because the preferential orientation of the fibres generally observed will lead to a low strength f_{ctfm} in the perpendicular direction z to the plane xy.

3. Principes de conception parasismique des structures en BFUP

3.1 Utilisation du BFUP faiblement sollicitées sous

3. Principles of seismic design of UHPFRC structures

3.1 Use of UHPFRC for structures submitted to low seismicity.

séisme.

This case is dealt with in chapter 2.

Ce cas est traité dans le corps du texte des recommandations au chapitre 2

3.2 Utilisation du BFUP sous fortes sollicitations sismiques

3.2 Use of UHPFRC for structures submitted to high seismicity

Sous fortes sollicitations sismiques, il est généralement nécessaire de prévoir une conception avec formation de rotules plastiques. Dans ce cas, la ductilité des éléments en BFUP est à justifier par l'expérimentation. Ces essais sont à réaliser sur des éléments dont le comportement est estimé critique pour le comportement global de la structure, par exemple des poteaux et poutres dont les essais permettront de valider une capacité de rotation des rotules plastiques, à comparer aux exigences de l'Eurocode à ce sujet. (ductilité μ_ϕ du § 2.3 ci-dessus).

Under high seismic loading, it is generally necessary to consider a structural design accounting for the formation of plastic hinges. In this case, the ductility of the UHPFRC elements has to be justified experimentally. Tests have to be carried out on elements judged critical for the global response of the structure, for example columns and beams whose tests will enable to validate the rotation capacity of the plastic hinges, to be compared with the requirements of the Eurocode on this point (ductility μ_ϕ of § 2.3 above).

On peut trouver en [2] les principes de réalisation de ces essais, ainsi que certains éléments d'interprétation, à compléter par l'analyse des rotules plastiques selon l'Eurocode 8.

We can find in [2] the principles to realize these tests, and some elements to interpret the results. They will have to be complemented by the analysis of the plastic hinges according to Eurocode 8.

La justification globale de la structure pourra ensuite être conduite conformément à l'Eurocode 8 :

The global verification of the structural design will then be made according to Eurocode 8 :

- en utilisant des méthodes en force avec la prise en compte d'un coefficient de comportement q supérieur à 1 ou
- en utilisant des méthodes en déplacement.

- using force methods taking into account a behaviour coefficient higher than 1 or
- using displacement methods.

Les méthodes en déplacement permettent de mieux appréhender le comportement réel de la structure, surtout lorsque celle-ci est composée de plusieurs matériaux (BFUP, béton armé ordinaire, maçonnerie, etc.) et que l'application d'un coefficient de comportement global est discutable. Le cahier technique de l'AFPS sur les méthodes en déplacement [6] servira utilement de support pour la mise en œuvre de ces méthodes.

The displacements methods enable to better understand the real behaviour of the structure, especially when this latter is made of several materials (UHPFRC, traditional reinforced concrete, masonry, etc) and when the application of a global behaviour coefficient is questionable. The technical document of AFPS (French Association of earthquake engineering) about displacement methods [6] can be very useful to apply these methods.

[1] Caractérisation du comportement de Ductal sous chargement cyclique alterné, Emmanuel Chatoux, rapport de stage de Master, Ecole des ponts Paris tech, septembre 2010

[2] B.Fouré – Méthodes statiques appliquées aux structures – Réunion AFPS « Les moyens expérimentaux au service du génie parasismique » - Annales de l'ITBTP, février 1986, pp. 88-94.

[3] Seismic retrofitting of bridge piers with UHPFRC jackets, Bruno MASSICOTTE, Guillaume BOUCHER-PROULX, UHPFRC 2009 – November 17th & 18th – Marseille, France

[4] Study on seismic retrofit using ultra high strength fiber reinforced concrete, Kazuyoshi Shirai, Makoto Katagiri, Hiroshi Fukuyama, Haruhiko Suwada, Tomohisa Mukai, Takeshi Watanabe, Hideyuki Kinugasa, High performance Reinforced Cement Composite (HPFRCC 5) Mainz, Germany, July 10-13 2007.

[5] P.Rossi et collectif d'auteurs – Le développement industriel des bétons de fibres métalliques. Conclusions et recommandations (projet national BEFIM) – Presses de l'ENPC, Paris, 2002, § Pieux (B.Fouré), pp. 63-80.

[6] P-A Nazé, Didier Combescure, Marc Bouchon, Pierre Mouroux, Jacques Betheder, Wolfgang Jalil, Jean-Paul Walter, Méthodes en déplacement : Principe-Codification-Application, Cahier technique de l'AFPS N°26, 01.04.2006

ANNEXE 13

Modélisation numérique et ingénierie des BFUP

1. Etat de l'art et perspectives concernant l'apport de la modélisation aux éléments finis pour le calcul des structures en BFUP

Le calcul aux éléments finis est susceptible d'apporter une aide précieuse au calcul des structures en BFUP notamment lorsque ces dernières, par optimisation des quantités de matière et des formes, adoptent une géométrie « complexe » assez éloignée des poutres et plaques permettant l'application directe de la résistance des matériaux sous-jacente aux formules et vérifications réglementaires présentées ou étendues dans les présentes recommandations. 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 permet de couvrir les cas de charges correspondant à des états limites de service en l'absence de fissuration, ce qui peut répondre notamment au cas de structures précontraintes en BFUP dimensionnées selon les principes de la « classe 2 » du BPEL (fissuration non autorisée en service par limitation des contraintes de traction). La justification des pièces en BFUP dans ce cadre des modèles élastiques linéaires 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.

L'utilisation de **modèles non linéaires avec représentation explicite de fissures discrètes** a l'avantage de reproduire directement le comportement post-fissuration qui est sous-jacent aux analyses à l'ELU. La possibilité de mettre en évidence l'apport du renfort fibré dans des matériaux susceptibles de connaître un comportement adoucissant avec localisation des déformations (ce qui constitue une analogie directe du calcul « en section fissurée » réparti dans l'ensemble de l'élément considéré), a été démontrée sur des structures en bétons de fibres « ordinaires » grâce à un modèle de fissuration explicite, l'élément de contact ouvert en traction étant doté d'une loi de comportement post-fissuration issue de l'identification expérimentale, ces caractéristiques étant probabilisées [1-4]. Un tel modèle pourrait être utilisé pour une structure en BFUP, avec (outre la difficulté de convergence et la lourdeur éventuelle du calcul pour une structure complexe) le problème

ANNEX 13

Numerical modelling and engineering of UHPFRC

1. State-of-the-art and future prospects concerning the contribution of finite element modelling to the design of UHPFRC structures.

Finite element modelling may prove to be a precious aid in designing UHPFRC structures particularly when the optimisation of quantities and shapes results in "complex" geometry which has little resemblance to the girders and plates that permit direct application of the Strength of Materials theorems underlying the regulatory verifications presented or extended in these recommendations. Finite elements are also used to carry out a detailed analysis of areas in which highly concentrated loads are introduced and to analyse the stability of complex slender elements. The use of linear elastic models for the analysis covers the cases of SLS loads without cracking, which can be pertinent in the case of prestressed UHPFRC structures designed according to the principles of class 2 of the BPEL design regulations (cracking not allowed under service conditions by the limitation of tensile stress). Verification of UHPFRC components using linear elastic models does not raise any specific problems except for the need to pay special attention to spatial discretisation in the case of thin components by avoiding mesh elements which are not well-proportioned.

The use of **non linear models with explicit representation of discrete cracks** has the advantage of directly reproducing the post-cracking behaviour underlying ULS analyses. The explicit contribution of fibre reinforcement in materials likely to exhibit strain-softening behaviour with localised strain (which has a direct analogy with the calculation "in cracked sections" distributed throughout the component concerned) has been demonstrated on "ordinary" fibre-reinforced concretes using an explicit cracking model; the contact element, when open in tension, obeys a post-cracking constitutive law identified by testing, with the said characteristics being probabilised [1-4]. This type of model could be used for UHPFRC structures. However, in addition to the problem of convergence and the potentially complicated calculations in the case of complex structures, experimentally identifying the law according to the orientation of the contact element and the associated laws of probability raises another difficulty.

de l'identification expérimentale de la loi en fonction de l'orientation de l'élément de contact, et des lois de probabilité associées.

En effet de tels modèles posent des difficultés importantes en 3D, mais aussi déjà en 2D. Dans la plupart des cas, on utilise des représentations où la direction des fissures est fixée sans être nécessairement une direction principale, ce qui nécessite de définir un comportement tenant compte des contraintes normales ET tangentielles.

- Dans la direction normale, la loi contrainte de traction / ouverture de fissure doit pouvoir se déduire de la loi de calcul utilisée pour la traction directe ou la flexion des poutres. Physiquement cependant, cette loi dépend de l'orientation de la fissure considérée.

- Dans la direction parallèle aux fissures, le comportement en compression du béton des « bielles » (cf. clause 6.2.3 (6) du chapitre 2) peut être approché par celui du béton non fibré, cependant il dépend d'une façon mal documentée de la traction perpendiculaire.

- La description du transfert de cisaillement le long des fissures nécessite non seulement une évaluation de résistance, qui pourrait s'inspirer du calcul des surfaces de reprise (cf. clause 6.2.5 du chapitre 2), mais aussi une évaluation de la rigidité. Or ces termes dépendent de l'orientation.

Ces difficultés demeurent, que la fissuration soit représentée par des discontinuités de déplacement, ou qu'on utilise des modèles de fissuration répartie. Si par sécurité une loi caractéristique divisée par le facteur K est employée, il est à noter que la prévision des redistributions, attendue de ce type de calculs non linéaires, peut ne pas être fiable.

Des recherches sont actives pour appliquer aux BFUP des modèles de comportement continus non-linéaires permettant d'analyser par des calculs aux éléments finis non linéaires des pièces de géométrie complexes au-delà de la fissuration [16]. Les modèles le plus fréquemment utilisés se basent sur l'élasto-plasticité, éventuellement avec endommagement. Cette gamme de comportements permet de rendre compte des déformations irréversibles en traction dans le régime fissuré, avec une capacité de reprise d'effort qui reste importante. Cependant l'identification d'une contrainte plastique équivalente, ou d'un régime écrouissant, ainsi que de la limite en déformation qu'il convient d'associer à ce régime de comportement, reste une tâche délicate [13]. En effet, comme pour les lois à associer à des fissures explicites, le comportement expérimental n'est pas forcément isotrope, alors que le modèle de calcul l'est en général [6,7]. Et la limite de déformation / ouverture de fissure nécessite un

Namely, such models pose considerable problems not only in 3D but also in 2D. In most cases, representations are used in which the crack direction is fixed without it necessarily being a principal direction of the stress or strain tensor. This means that constitutive laws must be defined taking both axial and tangential stresses into account.

- *In the axial direction, it should be possible to deduce the tensile stress/crack opening law from the design law used for the direct tensile strength or flexural strength of the beams. Physically, however, this law depends on the orientation of the crack considered.*

- *In the direction parallel to the cracks, the compressive behaviour of the concrete compressive struts (see paragraph 6.2.3 (6) of Chapter 2) can be approximated by that of non fibre-reinforced concrete which, however, depends on the perpendicular tensile stress, but this is poorly documented.*

- *To describe the shear transfer along the cracks, both the strength, which could be based on calculation of the load transfer along joints (see paragraph 6.2.5 in Chapter 2), and the rigidity need to be determined. However, these terms depend on the orientation.*

These difficulties persist, whether cracking is represented by displacement discontinuities or whether distributed crack models are used. If, for safety's sake, a characteristic law divided by the K factor is used, it should be noted that prediction of the redistributions expected for this type of non-linear calculation is not necessarily reliable.

Research is actively underway to use continuous non-linear constitutive laws to analyse components of complex geometry beyond cracking using non-linear finite element calculations [16]. The most frequently used models are based on elasto-plasticity, sometimes accompanied by damage. This range of constitutive models takes into account irreversible tensile strain in the cracked regime, with a tensile force transfer capacity that remains high. However, identifying an equivalent plastic stress or strain-hardening behaviour, as well as the ultimate strain to be combined with the said behaviour, remains a delicate task [13]. Like the laws to be associated with explicit cracks, the experimental behaviour is not necessarily isotropic while the computational model usually is [6,7]. Also, the ultimate strain/crack opening requires calibration that includes both the test results

calibrage tenant à la fois compte de l'identification sur éprouvette, et de la structure calculée (prise en compte des effets d'échelle et de la non isotropie d'orientation des fibres). Par ailleurs, lorsqu'un comportement adoucissant est pris en compte, les questions difficiles de régularisation permettant de s'affranchir de la perte d'objectivité du calcul, se posent, comme pour toutes les structures en béton et béton de fibres, sans solution universelle validée pour l'ingénieur [15].

Un modèle de comportement décrivant dans le cadre de l'élasto-plasticité l'apport successif de la matrice cimentaire puis du renfort fibré a été développé [11]. Il permet de mettre en évidence le rôle effectif des fibres après fissuration. Cependant il s'appuie sur des hypothèses idéalisées et nécessite de définir et calibrer une limite de validité en déformation, ce qui en limite pour l'instant la validation opérationnelle.

Au total donc, si des calculs dynamiques élasto-plastiques ont été réalisés avec succès pour analyser le comportement au choc d'éléments complexes en BFUP [8, 10], les sollicitations multidirectionnelles rendant possible une approche d'équivalence énergétique isotrope [14], l'application de modèles élasto-plastiques dans des calculs aux éléments finis, séduisante dans une démarche d'optimisation structurelle [17], nécessite encore des précautions permettant de s'assurer de la validité des hypothèses, en particulier en termes de déformation équivalente limite. Il y a notamment lieu de tenir compte de la variabilité des lois de comportement dans la structure en fonction de l'épaisseur des pièces (effet d'échelle), et de la dispersion sur l'orientation des fibres, ce qui peut nécessiter, dans une démarche de justification, l'emploi de coefficients réducteurs sur la loi post-fissuration par rapport à un comportement isotrope.

En conséquence, 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.

2. Etat de l'art et perspectives concernant l'apport de la modélisation pour la mise en œuvre du BFUP en phase de fabrication des structures.

Sans être systématiquement auto-plaçants, les BFUP peuvent néanmoins être considérés avant prise comme des matériaux cimentaires fluides. Les recherches développées depuis une quinzaine d'années pour caractériser quantitativement le comportement de ces fluides (en première approche, fluides de Bingham thixotropes) et modéliser leur écoulement, peuvent s'appliquer à ces matériaux [18]. Des travaux plus récents concernent

obtained from specimens and the structure to be designed (to take scale effects and the fact that the fibre orientation is not isotropic into account). Furthermore, when strain-softening behaviour is included, there is the difficult question of regularisation designed to compensate the loss of objectivity of the calculation. This, of course, applies to all concrete and fibre-reinforced concrete structures, without any universal solution being validated for the engineer [15].

A constitutive model describing the successive contributions of both the cement matrix and the fibre reinforcement has been developed in the frame of the elasto-plasticity theory [11]. It highlights the effective role of fibres after cracking. However, it is based on idealised assumptions and requires definition and calibration of the maximum acceptable strain, which limits its operational validation at the present time.

To sum up, although dynamic elasto-plastic calculations have been successfully carried out to analyse the impact behaviour of complex UHPFRC components [8,10] (in that case, the presence of multidirectional stresses allowed an isotropic energy equivalence approach [14]), the application of elastic-plastic models to finite element calculations, which is attractive in a structural optimisation approach [17], still requires certain precautions to ensure the validity of the assumptions, particularly in terms of ultimate equivalent strain. In particular, the variability of the constitutive laws within the structure must be taken into account. These depend on the thickness of the members (scale effect) and on scattering of the fibre orientation, which for structural design purposes may require the application of reduction factors to the post-cracking law with respect to the isotropic behaviour.

*As a result, any **verification with a non-linear model** must be accompanied by a detailed analysis of the **sensitivity** of the main calculation results to the assumptions made.*

2. State-of-the-art and future prospects concerning the contribution of modelling to UHPFRC placement during the construction phase

Without being systematically self-compacting, UHPFRCs can nevertheless be considered to be fluid cementitious materials before setting. Research developed over the last fifteen years to quantitatively characterise the behaviour of these fluids (starting with Bingham thixotropic fluids) and model their flow, can be applied to these materials [18]. More recent work specifically

spécifiquement le rôle des fibres dans les écoulements [19].

Dans la pratique actuelle, les calculs d'écoulements concernés, qui mettent en œuvre des outils de calcul spécialisés basés sur la résolution des équations de Navier-Stokes avec surface libre, et pour lesquels les lois de comportement spécifiques aux bétons fluides ont été implémentées, ont été appliqués à l'analyse de situations de mise en œuvre nécessitant une optimisation en phase de convenance compte tenu des problèmes rencontrés. Il s'est notamment avéré possible de prévoir l'emplacement de zones d'orientation privilégiée des fibres, celui des « fronts de coulage » avec risque de forte anisotropie des fibres sans interpénétration, ou encore l'emplacement de manques de remplissage compte tenu des obstacles. Il pourrait y avoir intérêt à appliquer davantage ces outils en anticipation et optimisation préalable des procédures de mise en œuvre.

En l'état actuel cependant, ces modèles ne permettent pas de se dispenser d'essais sur éléments témoins à l'échelle 1 coulés dans des conditions réelles de mise en œuvre du BFUP, pour déterminer les effets d'orientation et de répartition des fibres nécessaires à un calcul sûr. Par ailleurs, ils ne s'appliquent pas sans précautions à certains BFUP de consistance ferme.

3. Etat de l'art et perspectives concernant l'apport du calcul pour la maîtrise du comportement au jeune âge et l'optimisation de la fabrication.

La modélisation du béton au jeune âge, destinée à maîtriser d'une part les élévations de température lors de la prise, d'autre part le risque de fissuration par retrait(s) différentiels(s) ou gêné(s), a fait l'objet de nombreuses recherches et a atteint depuis une quinzaine d'années un niveau de maturité raisonnable pour être employé dans le cadre d'analyses spécialisées [5, 9]. Si des recherches restent actives pour affiner la modélisation réaliste de l'influence des armatures éventuelles, et du comportement visco-élastique du matériau en cours de prise et durcissement, des analyses raisonnablement simples et fiables peuvent être conduites dans le cadre d'une prévention sécuritaire du risque de fissuration [20].

Les BFUP peuvent bénéficier de ces techniques d'analyse [12]. L'enjeu est d'autant plus important que le retrait endogène se développe rapidement et peut atteindre des amplitudes conséquentes dès avant le démoulage éventuel. Ainsi l'optimisation des étapes de maturation dans le coffrage, débridage du coffrage, enlèvement des parois coffrantes et des éventuelles protections vis-à-vis de la dessiccation, est souvent rendue nécessaire à cause du risque de fissuration [21]. En outre, la présence de parties plus ou moins épaisses dans l'élément peut conduire à

concerns the role of fibres in concrete flow [19].

In actual practice, the flow calculations concerned, which require specialised calculation tools based on the solution of Navier-Stokes equations including free surface determination, for which constitutive laws specific to fluid concrete have been implemented, have been applied to the analysis of placement situations requiring optimisation during the acceptance tests, due to the problems encountered. In particular, it has proved possible to predict the location of preferential fibre-orientation areas, corresponding to "concrete flow fronts" with a high risk of fibre anisotropy without interpenetration, or the location of voids due to obstacles. It could be useful to apply these tools more frequently in anticipation and prior optimisation of placement procedures.

Currently, however, these models do not dispense with tests on full scale specimens cast under actual UHPFRC placement conditions to determine the fibre orientation and distribution required for a safe calculation. Furthermore, they cannot be applied to certain UHPFRCs of firm consistency without taking suitable precautions.

3. State-of-the-art and future prospects concerning the contribution of calculations to control of early age behaviour and casting optimisation

The modelling of concrete at early age, aimed at controlling temperature rises during setting and the risk of cracking due to differential or restrained shrinkage has been the subject of numerous research projects and has reached a reasonable enough level of maturity over the last fifteen years to be used for specialised analysis [5, 9]. If research remains active to develop a realistic model of the influence of eventual reinforcements and the visco-elastic behaviour of the material during setting and hardening, reasonably simple, reliable analyses can be carried out to prevent the risk of cracking with a certain safety margin [20].

UHPFRCs can benefit from these analysis techniques [12]. This is particularly important because autogenous shrinkage develops rapidly and can become very high even before form removal. Thus, optimisation of the different stages of hardening within formwork, unclamping of forms, removal of form walls and protection against drying where applicable, often proves necessary due to the risk of cracking [21]. Furthermore, the presence of different thicknesses in the same component can lead to different cooling rates and highly restrained strain.

des différences de vitesse de refroidissement et à des déformations gênées importantes.

Le calcul thermique de ces phases ne pose pas de problème particulier ou spécifique, si ce n'est 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, la prévision de l'instant de début de prise restant difficile compte tenu d'une forte influence de la température sur l'efficacité des adjuvants. 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.

Moyennant ces précautions, qui limitent pour l'instant l'emploi de tels calculs, ou à tout le moins nécessitent une connaissance quantitative effective de ces aspects, des analyses probantes ont été conduites pour plusieurs cas réels [22], et l'intérêt de ces analyses ne peut qu'être souligné notamment pour optimiser rapidement et plus sûrement une production industrielle.

The thermal calculations for these phases do not pose any particular or specific problems, other than the difficulty in obtaining a heat release master curve and making the often necessary adjustment of the dormant period according to the temperature, as it remains difficult to predict the exact beginning of setting due to the strong influence of the temperature on the effectiveness of admixtures. The mechanical calculation mainly requires reliable data concerning the increase in the modulus at early age according to the state of hydration to be achieved, and reliable data in terms of shrinkage, which are based on the assumption that early drying will not increase the amplitude of the strain due to drying shrinkage affecting an incompletely structured material. The above data depend to a large extent on the UHPFRC considered.

Having taken these precautions, which limit the use of this type of calculation at the present time or at least require effective quantitative knowledge of these aspects, convincing analyses have been conducted on several real-life cases [22] and their pertinence must be stressed particularly for the rapid and more reliable optimisation of industrial production.

4. Références bibliographiques / Bibliographical references

- [1] ROSSI P. (1992) Dimensioning and numerical modelling of metal-fibre reinforced concrete (MFRC) structures, *Cement and Concrete Composites*, vol. **14**, pp. 195-198.
- [2] ROSSI P., WU X. (1992) A probabilistic model for material behaviour analysis and appraisal of the concrete structures, *Magazine of Concrete Research*, vol. **44** n° 161, pp 271-280.
- [3] ROSSI P. (1994) Steel fibre reinforced concretes (SFRC): an example of French research, *ACI Material Journal*, vol. **91** n°3, p. 273-279.
- [4] CASANOVA P. (1996) Bétons renforcés de fibres métalliques. Du matériau à la structure, *Etudes et recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **OA20**, LCPC, Paris, février.
- [5] TORRENTI J.-M. (1996) Comportement mécanique du béton. Bilan de six années de recherche, *Etudes et recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **OA23**, LCPC, Paris, octobre.
- [6] BERNIER G., BEHLOUL M. (1998) Effet de l'orientation des fibres sur le comportement des BPR, *Revue Française de Génie Civil*, vol. **2**, n°1, pp. 113-122.
- [7] TOUTLEMONDE F., BOULAY C., SERCOMBE J., LE MAOU F., RENWEZ S., ADELIN R. (1998) *Characterization of Reactive Powder Concrete (RPC) in direct tension at medium to high loading rates*, 2nd Int. Conf. on Concrete under severe conditions : environment and loading, CONSEC'98, Tromsø, Norway, 21-24 June 1998, Gjorv, Sakai & Banthia eds, E&FN SPON, vol. II, pp.887-896.
- [8] SERCOMBE J. (1998) Modélisation du comportement du béton en dynamique rapide. Application au calcul des conteneurs à haute intégrité, *Etudes et recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **OA30**, LCPC, Paris, décembre.
- [9] ULM F.-J. (1999) Couplages thermochémomécaniques dans les bétons. Un premier bilan, *Etudes et recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **OA31**, LCPC, Paris, mai.
- [10] TOUTLEMONDE F., SERCOMBE J., TORRENTI J.-M., ADELIN R. (1999) Développement d'un conteneur pour l'entreposage de déchets nucléaires : résistance au choc, *Revue Française de Génie Civil*, vol. **3**, n°7-8, décembre 1999, pp. 729-756.
- [11] CHUANG E., ULM F.-J. (2002) Two-phase composite model for high performance cementitious composites, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, **128** (12), pp. 1314-1323.
- [12] SHIM J., ULM F.-J. (2004) *Prediction of early-age cracking of UHPC materials and structures : A thermo-chemo-mechanics approach*, MIT-CEE report R04-03 to Lafarge, MIT, Cambridge (MA).

- [13] TAILHAN J.-L., ROSSI P., PARANT E., CLEMENT J.-L., ARCA A. (2004) Comportement en traction uni-axiale d'un composite cimentaire à écrouissage positif à partir d'une approche inverse, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°248, janvier-février., pp. 35-48.
- [14] LUSSOU P., HUMBERT P., TOUTLEMONDE F. (2005) Modélisation du béton en dynamique rapide avec le module MCCI de CESAR-LCPC, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, Numéro spécial CESAR-LCPC, 256-257, juillet-août-septembre, pp. 215-226.
- [15] SORELLI L., TOUTLEMONDE F. (2005) *Finite Element Modelling of FRC / UHPFRC in support of innovative structural applications*, 3rd International Conference on Construction Materials: Performance, innovations and structural implications, CONMAT'05, Vancouver (Canada), 22-24 Aug. 2005, Proc. ed. by N. Banthia et al., theme 1, chapter 5 Fibre Reinforced Concrete, 10 pp, abstract p. 83.
- [16] SORELLI L. G., FANNING P., TOUTLEMONDE F. (2006) *Innovative bridge system of ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC): experiments, modeling and design*, 7th Int. Conf on Short & Medium-span Bridges, Montréal, paper AM-026, august 23-25, 2006.
- [17] SORELLI L. G., DAVILA R., DE JESUS M., ULM F.-J., TOUTLEMONDE F. (2007) *Optimal design of UHPC highway bridges based on crack criteria*, 5th int. conf. On Concrete under severe conditions, CONSEC'07, Tours (France), 4-6 June, pp. 1085-1092, Toutlemonde et al. (eds).
- [18] ROUSSEL N., GEIKER M.-R., DUFOUR F., THRANE L.-N., SZABO P. (2007) Computational modeling of concrete flow: General overview, *Cement and Concrete Research*, vol. 37 n°9, sept., pp. 1288-1307.
- [19] MARTINIE L., ROSSI P., ROUSSEL N. (2010) Rheology of fiber-reinforced cementitious materials: classification and prediction, *Cement and Concrete Research*, vol. 40 n°2, pp. 226-234.
- [20] TOUTLEMONDE F. & TORRENTI J.-M. eds (2012), *Crack Control of Mass Concrete and Related Issues concerning Early-Age of Concrete Structures*, proc. of the RILEM-JCI Int. Workshop ConCrack3, Paris (France), RILEM Pro. 85, 15-16 March.
- [21] SORELLI L., TOUTLEMONDE F. (2008) Etude et développement d'un modèle de maturation pour le suivi / contrôle du coulage des pièces massives. Application à la modélisation de la fabrication de voussoirs d'une passerelle en Ductal®, contrat 33L08130, donneur d'ordres L. Jacques, Lafarge, 46 pages, juillet.
- [22] SORELLI L., DAVILA R., ULM F.-J., PERRY V., SEIBERT P. (2008) *Risk Analysis of Early-Age Cracking in UHPC Structures*, Ultra High Performance Concrete (UHPC), 2nd Int. Symp. on Ultra High Performance Concrete, Kassel (Germany), March 05-07, Kassel University Press, Structural Materials & Engineering Series N°10, Fehling et al. eds, pp. 331-338.

ANNEXE 14

Teneur en portlandite de différents types de bétons

Elle est mesurée de préférence par thermogravimétrie, en faisant la différence des pertes d'eau entre 400°C et 550°C.

L'ordre de grandeur de la teneur en portlandite dans les différents types de bétons peut être calculé simplement, sur la base du dosage en ciment m_c (kg/m³), du rapport e/c, et de la teneur m_s (kg/m³) en fumées de silice ou ajouts minéraux pouzzolaniques. La formule de calcul est la suivante :

$$CH \text{ (kg/m}^3\text{)} = \text{SUP}(0, \{m_c \cdot (\%C_3S/100) \cdot [\text{INF}(1, (e/c)/0.418)], 0.422 - m_s \cdot 0.617\})$$

où :

- le coefficient 0.418 est le rapport e/c stoechiométrique pour l'hydratation de C_3S , le rapport $\alpha_m = \inf(1, (e/c)/0.418)$ représente donc la limitation de l'avancement maximal de l'hydratation lorsque la teneur en eau est inférieure à la stoechiométrie.
- le coefficient 0.422 est la proportion de portlandite formée par unité de masse de C_3S , pour l'avancement de l'hydratation égal à l'unité.
- le coefficient 0.617 représente la masse de portlandite consommée à 28 jours environ par la réaction pouzzolanique (taux de réaction voisin de 0.5, valeur typique mesurée par RMN).

Ainsi, pour une teneur (typique) en C_3S du ciment de 60%, on trouve les valeurs typiques suivantes :

	B.O.	BHP	BTUHP	BFUP
Ciment (kg/m ³) = m_c	300	450	500	700
% C_3S du ciment / 100	0,6	0,6	0,6	0,6
Rapport e/c	0,6	0,37	0,32	0,2
α_m	1	0,88	0,762	0,476

ANNEX 14

Portlandite content of different types of concrete

The portlandite content is preferably measured by thermogravimetric analysis, comparing water losses between 400°C and 550°C.

The order of magnitude of the portlandite content of different kinds of concrete can be calculated very simply, based on the cement content m_c (kg/m³), the W/C ratio, and the silica fume or other pozzolanic additions content s (kg/m³). The following formula is used:

$$CH \text{ (kg/m}^3\text{)} = \text{SUP}(0, \{m_c \cdot (\%C_3S/100) \cdot [\text{INF}(1, (e/c)/0.418)], 0.422 - m_s \cdot 0.617\})$$

where:

- the coefficient 0.418 is the stoichiometric W/C for C_3S hydration, the ratio $\alpha_m = \inf(1, (W/C)/0.418)$ therefore represents limitation of the maximum hydration rate when the water ratio is less than the stoichiometric ratio.
- the coefficient 0.422 is the proportion of portlandite formed per unit mass of C_3S , for a hydration rate equal to one.
- the coefficient 0.617 represents the mass of portlandite consumed after about 28 days by pozzolanic reaction (reaction rate close to 0.5, standard value measured by MNR).

Thus, for a (standard) C_3S content in the cement of 60%, the following standard values are found:

Teneur potentielle en clinker résiduel (kg/m^3)	0	54	119	367
Teneur en fumée de silice ms (kg/m^3)	0	22,5	50	200
Teneur potentielle en portlandite (kg/m^3)	76	86	66	0

Tableau 1 : calcul estimatif des teneurs potentielles en clinker et portlandite résiduels des bétons

	<i>O.C.</i>	<i>HPC</i>	<i>VHPC</i>	<i>UHPFRC</i>
<i>Cement (kg/m^3) = m_c</i>	300	450	500	700
<i>%C₃S of cement / 100</i>	0,6	0,6	0,6	0,6
<i>w/c ratio</i>	0,6	0,37	0,32	0,2
<i>α_m</i>	1	0,88	0,762	0,476
<i>Potential residual clinker content (kg/m^3)</i>	0	54	119	367
<i>Silica fume content ms (kg/m^3)</i>	0	22,5	50	200
<i>Potential portlandite content (kg/m^3)</i>	76	86	66	0

Table 1: estimation of potential residual clinker and portlandite contents of concrete

ANNEXE 15

Comportement au feu des BFUP

Avant propos

L'objectif de ce paragraphe est de constituer une base de résultats expérimentaux sur le comportement à haute température des BFUP. Ces résultats permettent de qualifier les tendances générales et les comportements d'ensemble des BFUP, en regard aux comportements codifiés pour les bétons courants. Ils permettent aussi de visualiser leur dispersion et donner des ordres de grandeur qui peuvent être utiles à un prédimensionnement des ouvrages.

Ces résultats sont en revanche insuffisants en nombre et présentent une dispersion liée aux propriétés propres à chacun des BFUP étudiés trop marquée pour que l'on puisse les conseiller pour opérer le dimensionnement des ouvrages par la voie du calcul. Cette approche n'est d'ailleurs pas encore admise par la réglementation en vigueur qui exige pour ces matériaux innovants le recours à l'expérimentation directe auprès d'un laboratoire agréé.

1. Introduction

Les structures réalisées en BFUP, comme toutes structures de génie civil, sont soumises au risque d'incendie. L'élévation de la température a pour conséquence de modifier le comportement global de la structure sous l'effet :

- des modifications des propriétés mécaniques du matériau,
- des modifications des propriétés thermiques du matériau,
- de la dilatation thermique du matériau.

Le comportement complexe du matériau béton, à l'échelle microscopique, peut entraîner des dommages importants, voire une ruine de la structure exposée à la chaleur [1]. En particulier, le phénomène d'instabilité thermique (écaillage, éclatement) du matériau peut apparaître, accentuant le risque de ruine de la structure ou du moins, engendrer des désordres irréversibles dont les coûts de diagnostic et de réparation peuvent être très élevés [2] à [4]. Une attention particulière doit être apportée au comportement au feu des BFUP car ils font partie des bétons pour lesquels, en raison d'une forte compacité, le risque d'instabilité thermique peut être grand si des dispositions particulières ne

ANNEX 15

Fire behaviour of UHPFRC

Foreword

The aim of this annex is to set up a test result base on the high temperature behaviour of UHPFRC. These results enable the general trends and overall behaviour of UHPFRC to be qualified with regard to the codified behaviour of ordinary concrete. They also enable their dispersion to be visualised and to give orders of magnitude that can be useful for the preliminary design of structures.

These results, however, are insufficient in number and exhibit dispersion resulting from the specific properties of each UHPFRC which is too pronounced for structures to be designed by simply using calculations. This approach has not yet been accepted by the current regulations which require direct testing by an approved laboratory of these innovative materials.

1. Introduction

Like any other civil engineering works, structures made of UHPFRC carry a fire risk. The temperature rise changes the overall behaviour of the structure under the effect of the following:

- *changes in the mechanical properties of the material,*
- *changes in the thermal properties of the material,*
- *the thermal expansion of the material.*

The complex behaviour of the concrete on a microscopic level can cause considerable damage and even failure of the structure after exposure to heat [1]. In particular, thermal instability (spalling, bursting) of the concrete can occur, accentuating the risk of failure of the structure or at least of causing irreversible damage which can be very costly to diagnose and repair [2] to [4]. Special attention must be given to the fire behaviour of UHPFRC because it is one of those very compact concretes which run a high risk of thermal instability if special measures are not taken [5].

sont pas prises [5].

Ce paragraphe a donc pour objectif de fournir des valeurs expérimentales concernant les propriétés des BFUP à hautes températures : propriétés mécaniques (résistance en compression et en traction, module d'élasticité, dilatation thermique) et thermiques. Ces valeurs peuvent être utilisées dans le cadre d'un prédimensionnement d'une structure vis-à-vis des risques d'incendie. Nous présentons également les résultats d'études du comportement au feu d'éléments individuels en BFUP. Ces résultats montrent que le risque d'écaillage des BFUP peut être élevé, si les formulations ne font pas l'objet de dispositions particulières (adjonction de fibres polypropylène par exemple). L'examen des résultats obtenus confirme la nécessité de recourir à l'essai pour s'assurer du bon dimensionnement d'un ouvrage.

2. Bétons étudiés

Les propriétés communiquées dans les paragraphes suivants proviennent d'études (essentiellement Européennes) réalisées sur différents BFUP. La dénomination des différents BFUP, ainsi que leurs compositions et leurs principales propriétés sont rassemblées dans le Tableau 2. Nous indiquons également pour chaque type de BFUP la référence bibliographique que nous avons utilisée pour la rédaction de ce document [6] à [16]. Une première synthèse de résultats a été publiée dans les actes du Colloque international sur les Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP) tenu à Marseille les 17 et 18 novembre 2009 [17].

3. Propriétés mécaniques

3.1 Modes opératoires

Les essais dont nous exploitons les résultats pour la rédaction de ce paragraphe ont été réalisés en se basant largement sur les recommandations de la RILEM [21]. Dans le cas d'un recours à l'expérimentation pour justifier le dimensionnement (ou la vérification) d'une structure en BFUP, l'utilisation de ces recommandations est fortement préconisée.

Ces recommandations décrivent différents modes opératoires qui varient en fonction de l'objectif des essais. Par exemple, la détermination de la résistance en compression peut s'effectuer :

- après chauffage et refroidissement de l'éprouvette, en tel cas les valeurs mesurées sont

This paragraph is therefore aimed at providing test values for UHPFRC properties at high temperatures: mechanical (compressive and tensile strength, modulus of elasticity, thermal expansion) and thermal properties. These values can be used during the preliminary design phase of a structure to reduce fire risks. The results of fire behaviour studies on individual UHPFRC components are also presented. These results show that the spalling risk of UHPFRC can be high, if the mixes are not adapted (addition of polypropylene, for example). An examination of the results obtained confirms the need to carry out tests to ensure the correct design of a structure.

2. Concretes studied

The properties indicated in the following paragraphs are based on studies (mainly European) conducted on various UHPFRCs. The name, composition and main properties of the different UHPFRCs are given in table 2. The bibliographical reference used to draft this document ([6] to [16]) is also given for each type of UHPFRC. An initial summary of the results was published in the International Workshop on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC) held in Marseille on 17th and 18th November 2009 [17].

3. Mechanical properties

3.1 Operating procedures

The tests whose results have been used to draft this paragraph are largely based on the RILEM guidelines [21]. When testing is used to substantiate the design (or verification) of a UHPFRC structure, the use of these guidelines is strongly recommended.

These recommendations describe different operating procedures which vary according to the aim of the tests. For example, the compressive strength can be determined:

- *after heating or cooling of the specimen, in which case the values measured are said to be*

dites "résiduelles",

- "à chaud" grâce à un four pouvant recevoir l'éprouvette testée et permettre l'application de la charge mécanique à haute température,
- sans précharge mécanique durant la phase de chauffage de l'éprouvette,
- avec précharge mécanique durant la phase de chauffage de l'éprouvette (généralement équivalente à 20 % de la résistance en compression à température ambiante du matériau).

L'application d'une précharge peut influencer positivement les résultats des propriétés mécaniques de façon non négligeable. Aussi, les essais doivent être réalisés de façon à reproduire les conditions en service du matériau (élément chargé ou non chargé). Dans le cas contraire, la condition la plus défavorable (sans précharge) est choisie.

Les paramètres d'essai des différentes études analysées dans ce paragraphe sont regroupés dans le Tableau 3 pour les essais de compression et dans le Tableau 4 pour les essais de traction. Les essais de compression permettent de déterminer la résistance en compression du matériau ainsi que son module d'élasticité et sa courbe de dilatation thermique (mesurée durant la phase de chauffage de l'éprouvette). Les essais de traction permettent de déterminer la résistance en traction du matériau ainsi que son énergie de fissuration.

3.2 Résistance en compression

La Figure 1 et la Figure 2 présentent l'évolution des résistances relatives des différents BFUP avec la température. Les valeurs relatives sont obtenues en normant les valeurs obtenues à haute température par rapport aux valeurs obtenues à température ambiante; elles permettent d'estimer les variations de résistance en compression en fonction de la température. La figure 1 présente l'évolution des résistances relatives mesurées à chaud tandis que la figure 2 présente l'évolution des résistances relatives résiduelles (mesurées après refroidissement de l'éprouvette).

Les points portés dans les graphiques sont généralement des valeurs moyennes de 2 ou 3 mesures. Afin de ne pas surcharger les figures, les barres d'erreur ne sont pas représentées. Elles sont généralement données dans les articles référencés et sont, dans leurs très grandes majorités, inférieures ou égales à 10 % (± 5 %). Précisons que les résultats de

"residual",

- when "hot" by using an oven in which the test specimen can be placed and the mechanical load applied at high temperature,
- without mechanical preloading while the specimen is being heated,
- with mechanical preloading while the specimen is being heated (usually equivalent to 20% of the compressive strength at the ambient temperature of the concrete),

Application of preloading can have a significant positive effect on the mechanical property results. The tests must also be carried out so as to reproduce the operating conditions of the concrete (loaded or unloaded). Otherwise, the most unfavourable condition (without preloading) is chosen.

The test parameters of the different studies analysed in this paragraph are given in Table 3 for the compression tests and in Table 4 for the tensile tests. The compression tests enable the compressive strength, modulus of elasticity and thermal expansion curve (measured during heating of the specimen) of the concrete to be determined. The tensile tests are used to determine the tensile strength and cracking energy of the concrete.

3.2 Compressive strength

Figure 1 and Figure 2 show how the relative compressive strengths of the different UHPFRCs vary with the temperature. The relative values are obtained by standardising the values obtained at high temperature with respect to the values obtained at ambient temperature. This enables the variation in compressive strength to be determined as a function of the temperature. Figure 1 shows the evolution of the relative strength measured when hot while figure 2 shows the evolution of the residual relative strength (measured after cooling of the specimen).

The points shown on the graphs are generally the average values of 2 or 3 measurements. So as not to overload the figures, the error bars are not represented. They are generally given in the referenced articles and, for the most part, are less

résistance en compression présentés en [6] conduisent à un coefficient de variation de 3 %.

Nous pouvons observer que l'évolution de la résistance en compression avec la température n'est pas linéaire. Pour la plupart des BFUP analysés, nous pouvons observer des chutes de résistance mais également des phases d'augmentation de la résistance.

Il est à noter que le BFUP référencé Politecnico ne contient pas de fibres. Ces résultats sont donnés ici à titre de comparaison.

Les essais réalisés à chaud et sans précharge conduisent à des résistances relatives voisines de celles données par l'EC2 pour les classes de béton 2.

Enfin, nous rappelons que le mode opératoire de l'essai peut influencer le résultat de la mesure de la résistance (valeurs résiduelles ou à chaud, avec ou sans précharge).

than or equal to 10 % (± 5 %). It should be noted that the compressive strength results presented in [6] lead to a coefficient of variation of 3%.

It can be observed that the evolution of the compressive strength with the temperature is not linear. For most of the UHPFRCs analysed, phases in which the strength decreased and increased were both observed.

It should be noted that the Politecnico UHPC does not contain fibres. These results are given by way of comparison.

The tests conducted hot and without preloading give relative strengths similar to those in the EC2 for class 2 concretes.

It should also be remembered that the test operating procedure can affect the compressive strength measuring results (residual or hot values, with or without preloading).

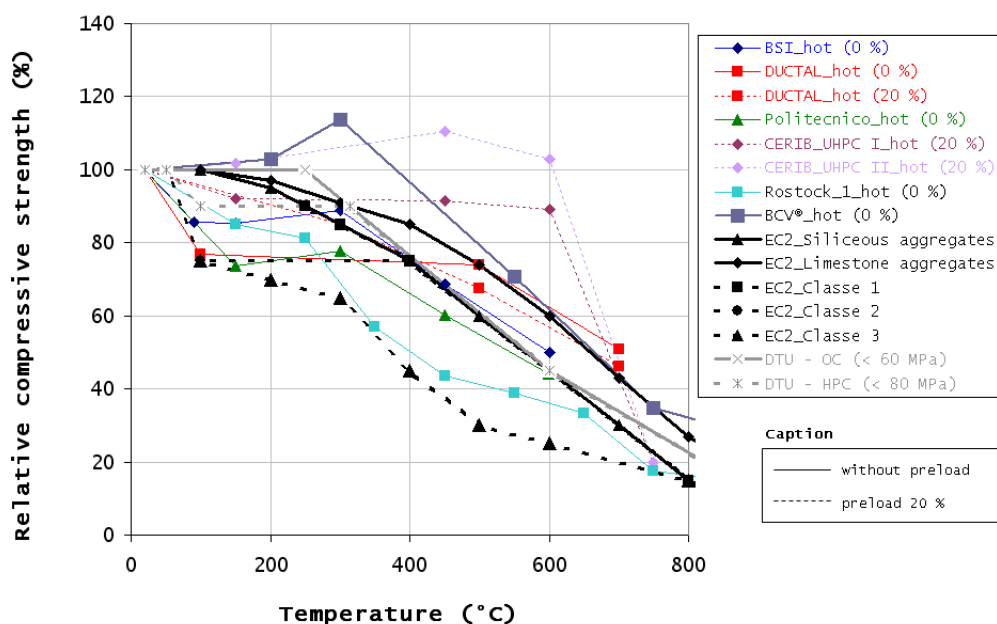


Figure 1 : Evolution avec la température de la résistance en compression relative (normée par rapport à la résistance à 20 °C) mesurée à chaud de différents BFUP. Comparaison avec les valeurs de l'Eurocode 2 [18] et du DTU [19] et [20].

Figure 1: Evolution of the relative compressive strength (referred to the strength at 20°C) of the different UHPFRCs measured hot as a function of the temperature. Comparison with Eurocode 2 [18] and DTU [19] and [20] values.

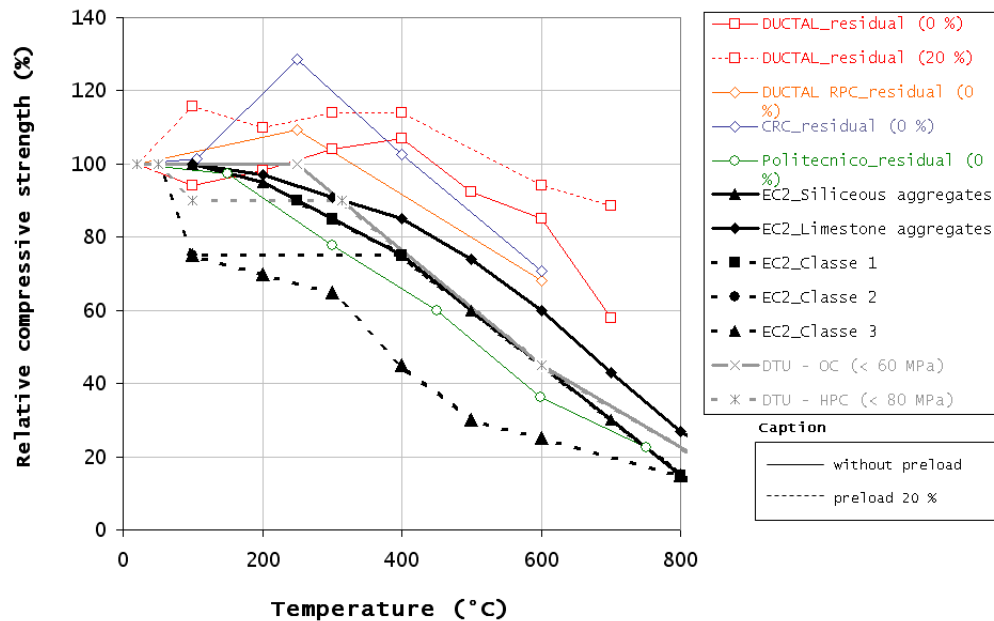


Figure 2 : Evolution avec la température de la résistance en compression relative (normée par rapport à la résistance à 20 °C) mesurée après refroidissement de différents BFUP. Comparaison avec les valeurs de l'Eurocode 2 et du DTU.

Figure 2 : Evolution of the relative compressive strength (referred to the strength at 20°C) of the different UHPFRCs measured after cooling as a function of the temperature. Comparison with the Eurocode 2 and DTU values.

3.3 Module d'élasticité

La figure 3 présente l'évolution du module d'élasticité relatif des différents BFUP analysés en fonction de la température.

De même que pour les valeurs de résistance en compression, les points portés dans les graphiques sont généralement des valeurs moyennes de 2 ou 3 mesures. Afin de ne pas surcharger les figures, les barres d'erreur ne sont pas représentées. Elles sont, dans leurs très grandes majorités, inférieures ou égales à 20 % (± 10 %). Précisons que les résultats de résistance en compression présentés en [6] conduisent à un coefficient de variation de 10 %.

L'évolution du module d'élasticité des BFUP avec la température est moins perturbée que celle de la résistance en compression. De façon générale, le module d'élasticité des BFUP décroît de façon linéaire avec la température. Nous observons une chute de rigidité de 50 à 80 % à 600 °C.

De la même façon que pour les résistances en compression, nous attirons l'attention sur le fait que le mode opératoire de l'essai peut influencer le résultat de la mesure du module d'élasticité. Nous observons en particulier une influence très

3.3 Modulus of elasticity

Figure 3 presents the evolution of the modulus of elasticity of the various UHPFRCs analysed as a function of the temperature.

As in the case of the compressive strength, the points shown on the graphs are generally the average values of 2 or 3 measurements. So as not to overload the figures, the error bars are not represented. For the most part, they are less than or equal to 20 % (± 10 %). It should be noted that the compressive strength results presented in [6] lead to a coefficient of variation of 10 %.

The modulus of elasticity of the UHPFRCs is less affected by the change in temperature than that of the compressive strength. Generally speaking, the modulus of elasticity of the UHPFRCs decreases linearly with the temperature. A drop in rigidity of 50 to 80% was observed at 600°C.

As in the case of compressive strength, attention is drawn to the fact that the test operating procedure can affect the measurement results of the modulus of elasticity. In particular, we observed that preloading of the specimen had a very significant influence during the heating phase. The modulus values

significative de la précharge de l'éprouvette lors de la phase de chauffage. Les valeurs de module déterminées avec une précharge de 20 % sont toutes supérieures à celles déterminées sans application de la précharge. Aussi, comme écrit plus haut, les essais doivent être réalisés de façon à reproduire les conditions en service du matériau (élément chargé ou non chargé). Dans le cas contraire, la condition la plus défavorable (sans précharge) est choisie.

Les valeurs relatives de module d'élasticité sont pour la plupart supérieures aux valeurs de l'Eurocode 2. Ce dernier prévoit en fait une prise en compte implicite du phénomène de Dilatation Thermique Transitoire (DTT) lors du calcul du module d'élasticité. Ce phénomène, activé par l'action simultanée d'un chauffage et de l'application d'une charge mécanique de compression, a pour effet de relaxer les contraintes dans les structures en béton [22]. Cet effet peut être pris en compte implicitement par l'adoption d'un module d'élasticité plus faible.

determined with 20% preloading are all greater than those determined without preloading. As indicated above, the tests must also be carried out so as to reproduce the operating conditions of the concrete (loaded or unloaded component). Otherwise, the most unfavourable condition (without preloading) is chosen.

The relative values of the modulus of elasticity are mostly greater than the Eurocode 2 values which implicitly take the Transient Thermal Expansion (TTE) into account when calculating the modulus of elasticity. The TTE, activated by simultaneous heating and the application of a mechanical compressive load relaxes the stresses in the concrete structure [22]. It can be taken into account implicitly by adopting a lower modulus of elasticity.

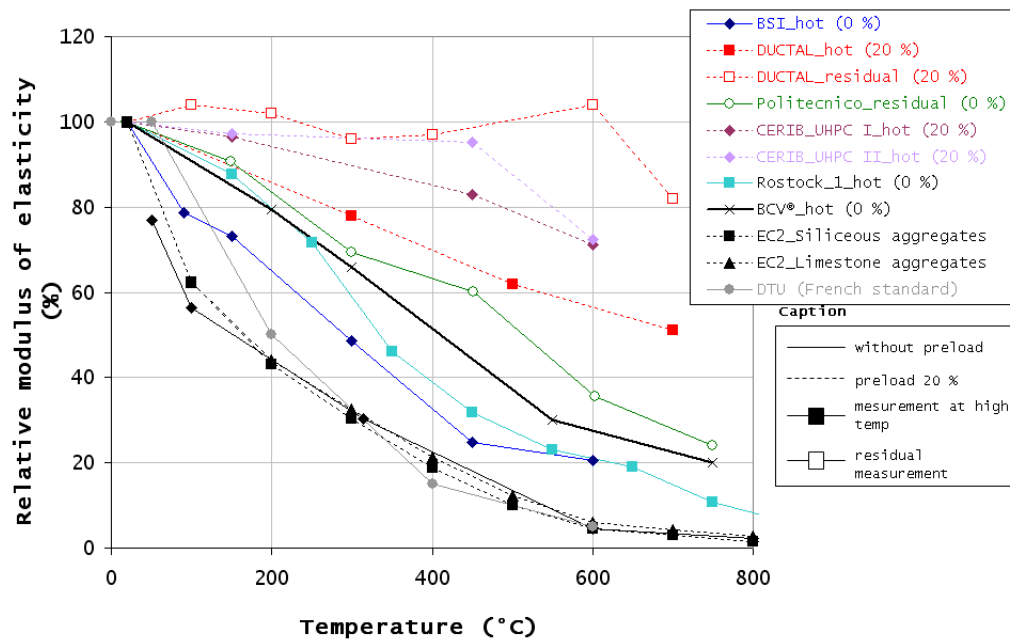


Figure 3 : Evolution du module d'élasticité relatif (normé par rapport à la valeur à 20 °C) de différents BEFUP avec la température. Comparaison avec les valeurs de l'Eurocode 2 et du DTU.

Figure 3: Evolution of the relative modulus of elasticity (referred to the value at 20°C) of the different UHPFRCs as a function of the temperature. Comparison with the Eurocode 2 and DTU values.

3.4 Résistance en traction

La figure 4 et la figure 5 présentent l'évolution avec la température de la résistance en traction relative des différents BFUP analysés. La Figure 4 présente l'évolution des résistances relatives mesurées à chaud tandis que la Figure 5 présente l'évolution des

3.4 Tensile strength

Figure 4 and figure 5 show how the relative tensile strength of the different UHPFRCs analysed varies with the temperature. Figure 4 shows the evolution of the relative strength measured when hot while Figure 5 shows the evolution of the residual relative

résistances relatives résiduelles (mesurées après refroidissement de l'éprouvette).

De même que pour les valeurs de résistance en compression, les points portés dans les graphiques sont généralement des valeurs moyennes de 2 ou 3 mesures. Afin de ne pas surcharger les figures, les barres d'erreur ne sont pas représentées. Elles sont, dans leurs très grandes majorités, inférieures ou égales à 40 % (± 20 %).

Nous observons une décroissance des résistances en traction avec la température. On peut observer, notamment dans le cas des essais réalisés à chaud, une chute plus significative que l'EC2 pour les basses températures et inversement une réponse aux hautes températures plus favorable.

strength (measured after cooling of the specimen).

As in the case of the compressive strength, the points shown on the graphs are generally the average values of 2 or 3 measurements. So as not to overload the figures, the error bars are not represented. For the most part, they are less than or equal to 40 % (± 20 %).

A decrease in the tensile strength is observed as a function of the temperature. A more significant drop than the EC2 is observed in the case of hot tests at low temperature and inversely a more positive response was found at high temperature.

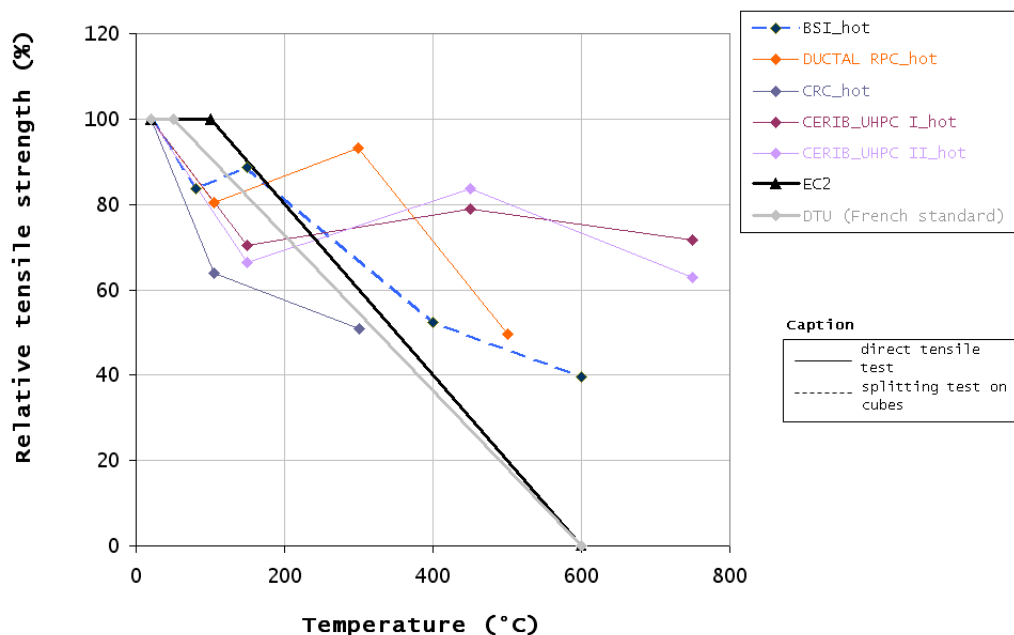


Figure 4 : Evolution de la résistance en traction relative (normée par rapport à la résistance à 20 °C) mesurées à chaud de différents BFUP avec la température. Comparaison avec les valeurs règlementaires (Eurocode 2 et DTU).

Figure 4: Evolution of the relative tensile strength (referred to the strength at 20°C) of the different UHPFRCs measured hot as a function of the temperature. Comparison with the regulation values (Eurocode 2 and DTU).

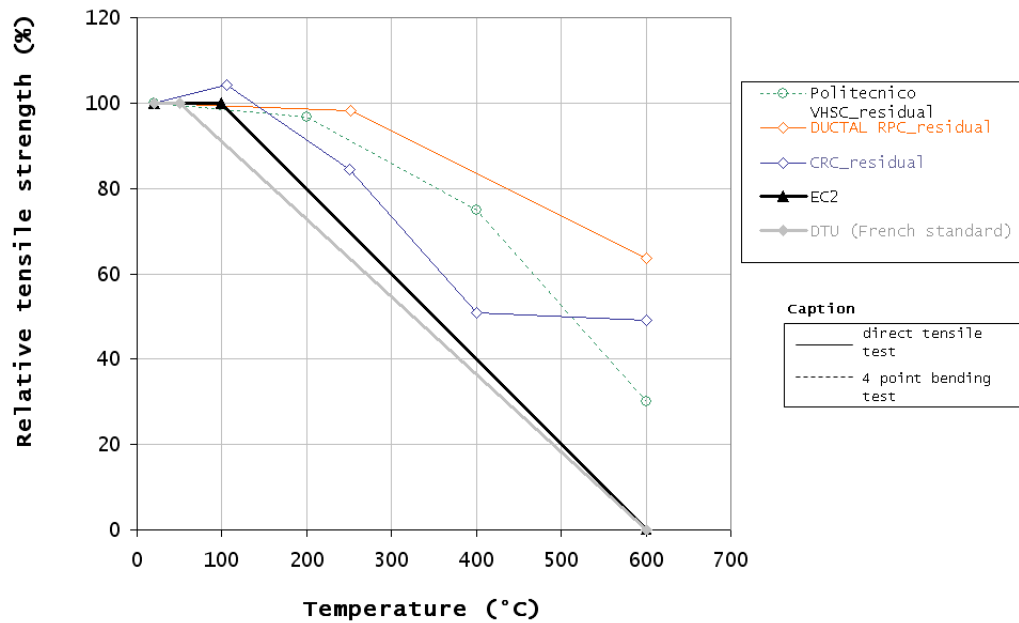


Figure 5 : Evolution de la résistance en traction relative (normée par rapport à la résistance à 20 °C) mesurées après refroidissement de différents BFUP avec la température. Comparaison avec les valeurs de l'Eurocode 2 et du DTU.

Figure 5: Evolution of the relative tensile strength (referred to the strength at 20°C) of the different UHPFRCs measured after cooling as a function of the temperature. Comparison with the Eurocode 2 and DTU values.

3.5 Energie de fissuration

La Figure 6 présente l'évolution avec la température de l'énergie de fissuration mesurée sur trois différents BFUP [12]. Nous observons que l'énergie de fissuration mesurée sur les BFUP Ductal® RPC et CRC est nettement plus élevée que celle mesurée sur le BFUP "Politecnico". Cette différence provient de la présence dans les deux premiers bétons de fibres métalliques. Ce résultat est une illustration du fait que les fibres métalliques procurent aux BFUP une ductilité très élevée.

3.5 Cracking energy

Figure 6 shows the evolution of the cracking energy measured on three different UHPFRCs as a function of the temperature [12]. We observed that the cracking energy measured on Ductal® RPC and CRC UHPFRCs is much higher than that measured on the Politecnico UHPFRC. The difference is due to the presence of steel fibres in the first two concretes. This result is an illustration of the fact that steel fibres give UHPFRC very high ductility.

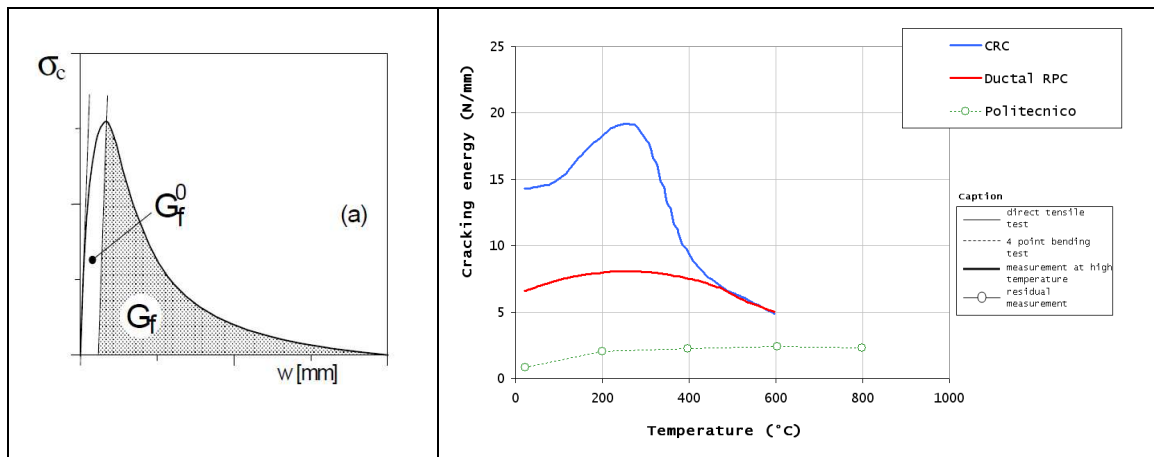


Figure 6 : Energie de fissuration (G_f) et énergie dissipée dans le matériau (G_{0f}) (gauche) et évolution de l'énergie de fissuration de différents bétons en fonction de la température (droite) [12].

Figure 6: Cracking energy (G_f) and energy dissipated in the concrete (G_{0f}) (left) and evolution of the cracking energy of the different concretes as a function of the temperature (right) [12].

La figure 7 présente les courbes de force / déplacement obtenues à différentes températures sur le BFUP "CERIB_UHPC_II" déterminées lors d'essais de traction directe. A 20° C et à 150 °C, nous observons une résistance post-pic (c'est-à-dire post-fissuration) du matériau. Cette résistance provient des forces d'adhérence entre les fibres métalliques et la matrice cimentaire. Toutefois, à partir de 450 °C, nous n'observons plus de résistance post-pic du BFUP : le matériau semble perdre sa ductilité et la rupture de l'échantillon devient fragile. Ce résultat pose la question de la capacité de redistribution des efforts dans une structure hyperstatique à chaud et la possibilité de recourir aux méthodes plastiques. La justification des ouvrages par ce type de méthode conduira donc à l'emploi d'armatures traditionnelles dans les sections plastifiées. Rappelons que ces résultats sont issus d'essais de traction directe et non d'essais de flexion comme présentés dans la figure 7. Des recherches complémentaires apparaissent nécessaires pour guider le concepteur.

Figure 7 shows the force/displacement curves obtained at different temperatures for CERIB_UHPC_II, determined during direct tensile tests. Post-peak (i.e. post-cracking) strength is observed in the concrete at 20°C and 150°C. This is due to the bond between the steel fibres and cement matrix. However, after 450°C, UHPFRC no longer exhibits post-peak strength: the concrete seems to lose its ductility and failure of the specimen becomes brittle. This result poses the question of the force redistribution capacity in a hyperstatic structure when hot and the possibility of using plastic methods. Substantiation of the structures using this type of method will therefore lead to the use of traditional reinforcement in the yielded sections. It should be remembered that these results come from direct tensile tests and not bending tests as shown in figure 7. Additional research would seem to be necessary to guide the designer.

Nota : dans le cas des BFUP avec fibres métalliques, nous observons une résistance post-pic du matériau (caractère asymptotique de la courbe force / déplacement). Il est donc difficile de calculer une énergie de fissuration pour ce type de béton (par simple calcul de l'aire sous la courbe force / déplacement) car la déformation à la rupture peut être très élevée. Physiquement, ce comportement ductile peut s'expliquer par les forces d'adhérence entre les fibres métalliques et la matrice cimentaire. En phase post-pic, le travail de la force appliquée ne contribue plus à fissurer le matériau mais à arracher les fibres métalliques de la matrice cimentaire. L'énergie de fissuration se ramène donc à une énergie d'arrachement des fibres que l'on peut

N.B. in the case of UHPFRC with steel fibres, the concrete exhibits post-peak strength (asymptotic behaviour of the force/displacement curve). It is therefore difficult to calculate the cracking energy for this type of concrete (by simple calculation of the area under the force/displacement curve) because the ultimate strain can be very high. Physically, this ductile behaviour can be explained by the bond strength between the steel fibres and cement matrix. During the post-peak phase, the applied force no longer contributes to cracking the concrete but to pulling the steel fibres out of the cement matrix. The cracking energy therefore becomes fibre pull-out energy that can be estimated from the length of the steel fibres: $G_f \approx \sigma_t \cdot l_f$ where σ_t is the stress

estimer à partir de la connaissance de la longueur des fibres métalliques : $G_f \approx \sigma_t \cdot l_f$ avec σ_t la contrainte atteinte au pic ou résistance en traction de la matrice cimentaire et l_f la longueur des fibres métalliques (ce calcul tend à surestimer G_f du fait d'une longueur d'adhérence réelle plus courte que la longueur de la fibre ainsi que de la diminution des forces d'adhérence au cours du glissement de la fibre).

attained at the peak or tensile strength of the cement matrix and l_f is the length of the steel fibres (this calculation tends to overestimate G_f due to the fact that the actual bond length is shorter than the fibre length and the bond strength diminishes during slipping of the fibre).

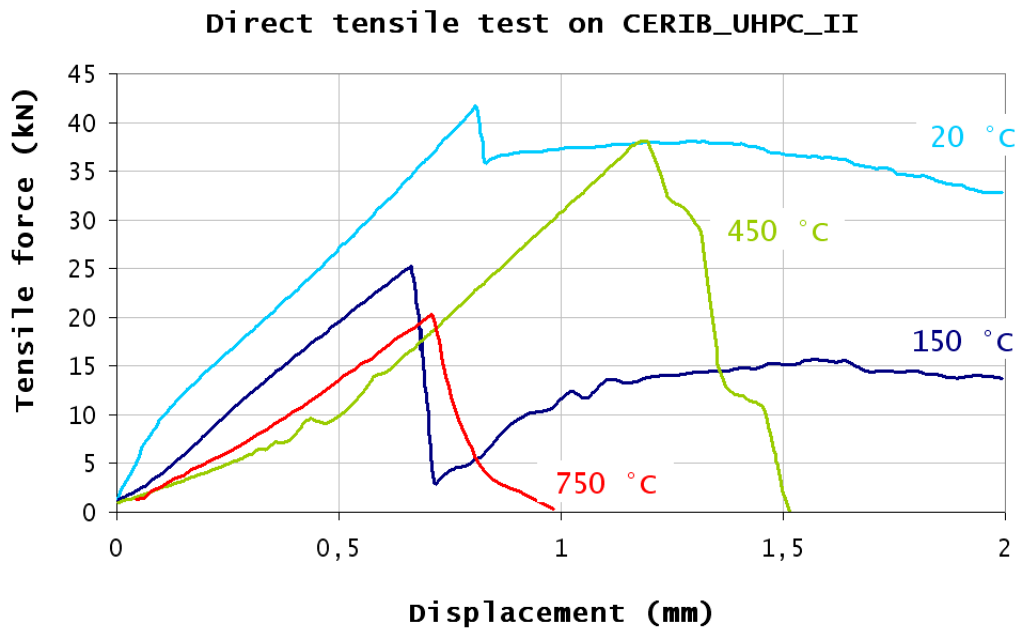


Figure 7 : Courbes force / déplacement mesurées sur le BFUP "CERIB_UHPC_II" en traction directe à différentes températures [14].

Figure 7: Force/displacement curves measured on CERIB_UHPC_II during direct tensile tests at different temperatures [14].

Note : les résistances relatives présentées dans la figure 7 sont issues d'essais de traction asservis en déplacement afin de pouvoir déterminer la courbe post pic. Ces essais diffèrent de ceux qui ont permis la détermination de l'évolution des résistances relatives en traction en fonction de la température présentée en figure 5. Ceci est la raison pour laquelle les valeurs déduites à partir des courbes de la figure 7 sont différentes

N.B. The relative strengths shown in figure 7 come from displacement-controlled tensile tests to determine the post-peak curve. These tests differ from those that permitted the evolution of the relative tensile strength to be determined as a function of the temperature presented in figure 5. This is the reason why the values deduced from the curves in figure 7 are different.

3.6 Dilatation thermique

La Figure 8 présente la courbe de dilatation thermique de deux BFUP. Ces courbes sont comparées à celles données par l'Eurocode 2 pour

3.6 Thermal expansion

Figure 8 shows the thermal expansion curve of the two UHPFRCs. These curves are compared with those given by Eurocode 2 for calcareous and silica

des bétons de granulats calcaires et siliceux.

aggregates.

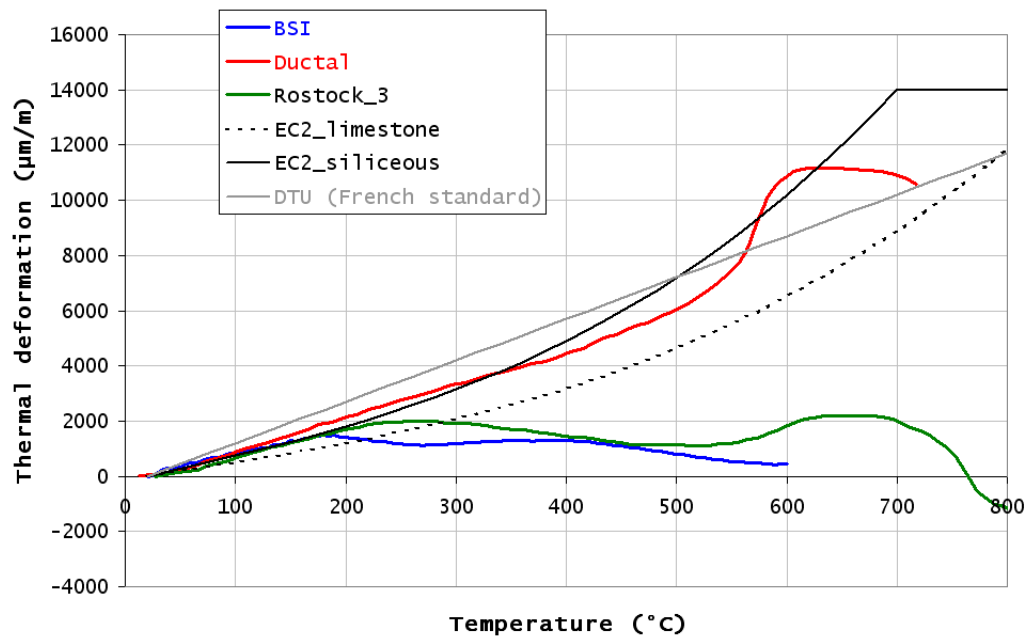


Figure 8 : Courbe de dilatation thermique des BSI®-fire, Ductal®-AF et Rostock_3 ; comparaison avec les valeurs de l'Eurocode 2 et du DTU

Figure 8: Thermal expansion curve for BSI®-fire, Ductal®-AF and Rostock_3; comparison with Eurocode 2 and DTU values

La Figure 8 illustre le fait que la dilatation thermique peut fortement varier en fonction du BFUP utilisé. Certains BFUP ont un coefficient de dilatation qui devient négatif à partir de 200 °C (cas du BSI®-fire et du BFUP "Rostock_3" sur la Figure 8). D'autres, comme le cas du Ductal®-AF sur la Figure 8, présentent une dilatation relativement proche des valeurs données par l'Eurocode 2. L'origine des différences de comportement de ces 2 groupes de BFUP n'est pas, pour le moment, connue.

Figure 8 illustrates the fact that the thermal expansion can vary considerably according to the UHPFRC used. Certain UHPFRCs have a coefficient of expansion which becomes negative after 200°C (case of BSI®-fire and "Rostock_3" UHPFRC in Figure 8). Others, such as Ductal®-AF in Figure 8, show thermal expansion values which are relatively similar to those in Eurocode 2. The origin of the differences in behaviour between the 2 groups of UHPFRC is not known at the present time.

4. Propriétés thermiques

Les propriétés nécessaires à la simulation thermique d'une structure en béton lors d'un incendie sont la conductivité thermique $\lambda(T)$, la chaleur spécifique $C_p(T)$ ainsi que la masse volumique $\rho(T)$. Il est important, pour chacune de ces propriétés, de connaître leur évolution avec la température. En effet, les transformations physico-chimiques prenant place au sein du matériau lors du chauffage (évaporation de l'eau libre, déshydratation des CSH, déshydratation de la Portlandite, fusion des fibres métalliques...) peuvent influencer fortement la

4. Thermal properties

The properties required for the thermal simulation of a concrete structure during a fire are the thermal conductivity $\lambda(T)$, the specific heat $C_p(T)$ and the density $\rho(T)$. It is important to know the evolution of each of these properties as a function of the temperature. The physical and chemical transformations that occur in the concrete during heating (free evaporation of water, dehydration of CSH, dehydration of portlandite, melting of steel fibres, etc.) can strongly influence the diffusion of heat through the structure[23].

diffusion de la chaleur dans la structure [23].

La détermination expérimentale des propriétés thermiques du béton, et leur évolution avec la température, n'est pas aisée car il est difficile lors d'un même essai de dissocier l'effet de chaque propriété (conductivité, chaleur spécifique ou masse volumique). Ainsi, il est courant de déterminer la diffusivité thermique du matériau $a(T)$, définie de la façon suivante :

$$a(T) = \frac{\lambda(T)}{\rho(T) \cdot C_p(T)}$$

La Figure 9 présente l'évolution avec la température de la diffusivité thermique de deux BFUP. Deux techniques de détermination ont été utilisées.

- Une combinaison de la technique expérimentale du "fil chaud" [24] et d'analyse inverse a été employée pour le BSI®-fire. La technique du « fil chaud » permet de déterminer la diffusivité thermique (et la conductivité thermique) du matériau pour une température stabilisée. Elle ne permet donc pas de prendre en compte l'effet des transformations physico-chimiques. C'est pourquoi ces valeurs ont été corrigées pour tenir compte de ces transformations. La correction a été réalisée par une analyse inverse à partir de la mesure transitoire de la température dans un cylindre de BSI®-fire soumis à un feu HCM [6] : à partir de simulations numériques thermiques par éléments finis, l'évolution (avec la température) de la diffusivité thermique qui permet d'obtenir le champ de température le plus proche de celui mesuré lors de l'essai au feu HCM a été déterminée. La valeur constante de la chaleur spécifique de 2000 J/kg.K a été retenue pour l'établissement de la courbe. La diffusivité thermique du BSI®-fire décroît donc de façon linéaire avec la température. Les valeurs sont proches des valeurs données par l'Eurocode 2 et le DTU malgré la présence de fortes quantités de fibres métalliques dans ce BFUP.
- Une analyse inverse à partir de la mesure transitoire de la température a été employée dans un cylindre de BFUP "Politecnico" [25] chauffé à vitesse lente (0.5°C/min). Cette méthode permet de déterminer, de façon analytique la diffusivité thermique du matériau en prenant en compte l'effet des

It is not easy to determine the thermal properties of concrete and their evolution as a function of the temperature by conducting tests because it is difficult, during the same test, to dissociate the effect of each property (conductivity, specific heat and density). It is therefore common practice to determine the thermal diffusivity of the concrete $a(T)$, defined as follows:

Figure 9 shows the evolution of the thermal diffusivity of two UHPFRCs as a function of the temperature. Two techniques were used:

- *A combination of the "hot wire" experimental technique [24] and back analysis were used for BSI®-fire. The "hot wire" technique enables the thermal diffusivity (and thermal conductivity) of the concrete to be determined at a stabilised temperature. It therefore does not enable physical and chemical transformations to be taken into account which is why these values have been corrected. The correction was made by back analysis based on measurement of the transient temperature in a BSI®-fire cylinder exposed to an HCM fire [6]. Based on numerical thermal simulations using finite elements, the evolution of thermal diffusivity (as a function of the temperature), which gives the closest temperature range to that measured during an HCM fire test, was determined. A constant specific heat of 2000 J/kg.K was used to plot the curve. The thermal diffusivity of BSI-fire therefore decreases linearly with the temperature. The values are close to those given in Eurocode 2 and the DTU despite the presence of large amounts of steel fibres in this UHPFRC.*
- *A back analysis of the transient temperature measurement was used on a Politecnico UHPC [25] heated slowly (0.5°C/min). The aim of this method is to analytically determine the thermal diffusivity of the concrete, taking the effect of physical and chemical transformations into account. This is possible because the heating rate is very slow. Therefore, for this UHPFRC, we can observe both the energy consumption due to dehydration of the CSH (about 200°C) and that due to decomposition of the portlandite (around*

transformations physico-chimiques. Ceci est réalisable car la vitesse de chauffage est très lente. Ainsi, pour ce BFUP, nous observons à la fois la consommation d'énergie due à la déshydratation des CSH (autour de 200°C) et celle due à la décomposition de la Portlandite (vers 500°C). Les valeurs de ce BFUP sont également relativement proches de l'Eurocode 2 et du DTU. Rappelons que ce BFUP est donné ici à titre de comparaison. Il ne contient pas de fibres métalliques.

500°C). The values obtained for this concrete are also relatively similar to those of Eurocode 2 and the DTU. It should be remembered that this UHPC is given as a comparison only. It does not contain any steel fibres

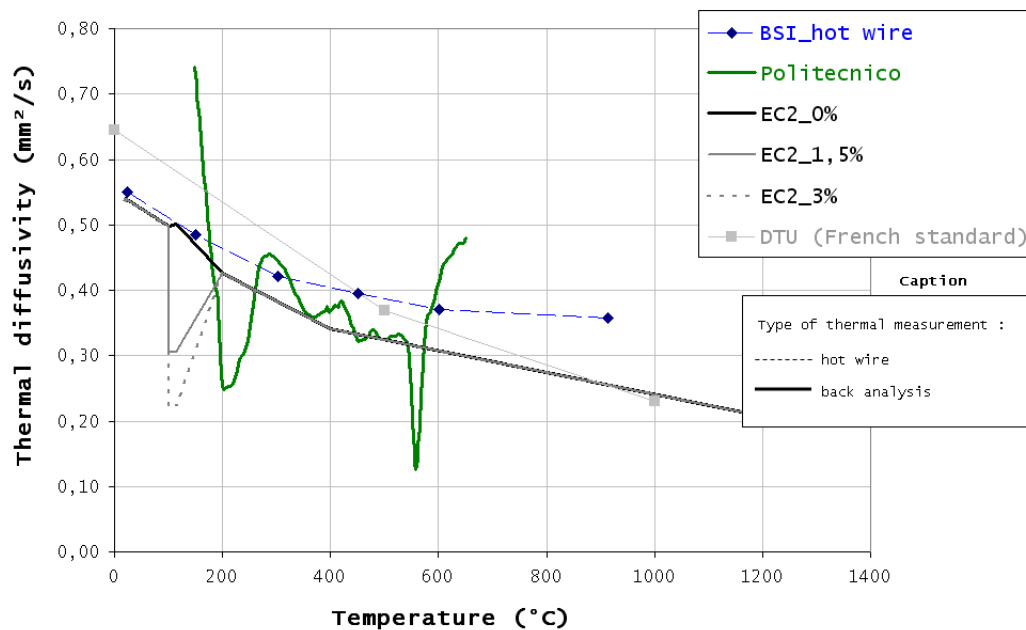


Figure 9 : Evolution de la diffusivité thermique de différents BFUP avec la température. Comparaison avec les valeurs de l'Eurocode 2 et du DTU. Les valeurs de l'EC2 présentées ici sont déterminées en considérant la courbe de conductivité thermique référencée « limite inférieure » dans l'EC2.

Figure 9: Evolution of the thermal diffusivity of different UHPFRCs with temperature. Comparison with Eurocode 2 and DTU values. The EC2 values presented here are determined according to the "lower limit" thermal conductivity curve in the EC2.

Rappelons que le BFUP BSI® est fortement dosé en fibres métalliques. Cependant, nous pouvons observer que l'évolution de sa diffusivité thermiques est proche de celle du matériau référencé « Politecnico » sans fibre et en bon accord avec les courbes données par l'Eurocode 2 et le DTU.

It should be borne in mind that the BSI® UHPFRC has a high percentage of steel fibres. However, we can observe that the evolution of its thermal diffusivity is similar to that of the Politecnico UHPFRC which has no fibres and corresponds well to the curves in Eurocode 2 and the DTU.

5. Instabilités thermiques (écaillage – éclatement)

5. Thermal instability (spalling and bursting)

L'instabilité thermique (écaillage, éclatement) des bétons est un phénomène dont l'origine physique n'est toujours pas maîtrisée. Ainsi, le recours à la simulation n'est pas envisageable pour prédire le risque d'instabilité thermique d'une structure en béton donnée. Parmi les hypothèses couramment rencontrées dans la littérature, l'instabilité thermique reposerait sur l'action combinée d'un processus thermomécanique (génération de contraintes de compression élevées en raison de forts gradients thermiques) et d'un processus thermo-hydrique (génération de pressions de vapeur d'eau élevées dans les pores du matériau) [26] à [30]. Plus récemment, une étude expérimentale a montré le rôle déterminant de la teneur en eau (et du mouvement de l'eau liquide) dans le risque d'instabilité thermique du matériau [31]. En particulier, l'efficacité des fibres de polypropylène pour réduire le risque d'instabilité thermique des bétons peut s'expliquer par une augmentation de la perméabilité du matériau à haute température (facilitant ainsi le mouvement de l'eau liquide dans le réseau poreux) [32].

Les BFUP font partie des bétons pour lesquels le risque d'instabilité thermique peut être grand si des dispositions particulières ne sont pas prises, en raison de leur forte compacité (faible porosité et perméabilité) [5]. Un recours à l'expérimentation est donc nécessaire afin de caractériser ce risque.

Des essais de résistance au feu ont donc été réalisés sur le BSI®-fire et le Ductal®-AF. Des formules de BFUP avec et sans fibres de polypropylène ont également été testées afin de vérifier l'efficacité de ce type de fibre dans les BFUP. Les courbes de feu retenues sont la courbe ISO834 ainsi que la courbe HCM (HydroCarbone Majorée). La géométrie des éléments testés et les principales observations expérimentales sont rassemblées dans le Tableau 1.

Le comportement à l'écaillage doit être étudié sur des éléments et des conditions représentatifs de la réalité dans l'ouvrage (géométrie, teneur en eau, sollicitation thermique appliquée, charges externes appliquées, ...).

Thermal instability (spalling and bursting) in concrete is a phenomenon whose physical origin is not always easy to determine. Simulation can therefore only be used to predict the thermal instability risk of a given concrete structure. One of the hypotheses often found in the literature is that thermal instability is based on the combined action of a thermomechanical process (generation of high compressive stresses due to high thermal gradients) and a hydrothermal process (generation of high water vapour pressure in the pores of the concrete) [26] to [30]. More recently, an experimental study has shown the decisive role played by the water content (and movement of liquid water) in the risk of thermal instability [31]. In particular, the effectiveness of polypropylene fibres in reducing the risk of thermal instability in concrete can be explained by an increase in the permeability of the concrete at high temperature (thus facilitating the movement of liquid water in the porous network) [32].

UHPFRC is one of those very compact concretes (low porosity and permeability) which run a high risk of thermal instability if special measures are not taken [5]. Testing is thus needed to characterise this risk.

Fire resistance tests have therefore been carried out on BSI®-fire and Ductal®-AF. UHPFRC mixes with and without polypropylene fibres have also been tested in order to verify the effectiveness of this type of fibre in UHPFRC. The fire curves used are the ISO834 curve and the HCM (Modified Hydrocarbon) curve. The geometry of the elements tested and the main observations are given in Table 1.

The spalling behaviour must be studied on elements and under conditions that are representative of the actual structure (geometry, water ratio, applied thermal stress, applied external loadings, etc.).

Géométrie du corps d'épreuve	Type de BFUP	Traitement thermique	Courbe de feu	Chargement mécanique	Observations
Dalles 400 x 400 x 25 mm ³	Ductal®-AF	Traité ***	ISO834	Non chargé	Pas d'instabilité
		Non traité			

	Ductal®-FM *	Traité			Instabilité
	Ductal®-FO **	Traité			
Poteaux 900 x 200 x 200 mm ³ 700 x 300 x 300 mm ³	Ductal®-AF	Traité	ISO834	Non chargé	Pas d'instabilité
		Non traité			Faible instabilité
	Ductal®-FO **	Traité			Forte instabilité
Poutres en I Portée = 6,15 m	Ductal®-AF	Traité	ISO834	Non chargé	Faible instabilité
		Non traité		Chargée (flexion points) 4	Pas d'instabilité
Cubes 100 x 100 x 100 mm ³ Cylindres Φ 110 mm x h 220 mm	BSI®-fire	Traité ****	HCM	Non chargé	Pas d'instabilité
		Non traité			
Eprouvettes en U de 1 500 mm [10]	CERIB UHPC I et II sans fibre	Non traité	ISO834	Non chargé	Forte instabilité
Eprouvettes en U de 1 500 mm [10]	CERIB UHPC I et II avec fibre	Non traité	ISO834	Non chargé	Pas d'instabilité

* sans fibres de polypropylène

** sans fibres de polypropylène, avec fibres organiques

*** 48 heures à 90 °C sous vapeur d'eau

**** 48 heures à 80 °C

Tableau 1. Caractéristiques et résultats des essais de résistance au feu réalisés sur Ductal® [33], BSI [6] et CERIB UHPC [13]

Slabs 400 x 400 x 25 mm ³	Ductal [®] -AF	Treated***	ISO834	Not loaded	No instability
		Not treated			Instability
	Ductal [®] -FM *	Treated			
	Ductal [®] -FO **	Treated			
Columns 900 x 200 x 200 mm ³ 700 x 300 x 300 mm ³	Ductal [®] -AF	Treated	ISO834	Not loaded	No instability
		Not treated			Low instability
	Ductal [®] -FO **	Treated			High instability
I-girders Span = 6.15 m	Ductal [®] -AF	Treated	ISO834	Not loaded	Low instability
		Not treated		4-point bending load	No instability
Cubes 100 x 100 x 100 mm ³ Cylinders Φ 110 mm x h 220 mm	BSI [®] -fire	Treated****	HCM	Not loaded	No instability
		Not treated			
1 500 mm U-shaped specimens [10]	UHPC I and II without fibre	Not treated	ISO834	Not loaded	High instability
1 500 mm U-shaped specimens [10]	CERIB UHPC I and II with fibres	Not treated	ISO834	Not loaded	No instability

*without polypropylene fibres

**without polypropylene fibres, with organic fibres

***48 hours at 90°C under water vapour

****48 hours at 80°C

Table 1. Characteristics and results of fire resistance tests conducted on Ductal[®] [33], BSI [6] and CERIB UHPC [13]

Les essais de résistance au feu permettent de vérifier l'efficacité de l'ajout de fibres de polypropylène dans les BFUP vis-à-vis du risque d'instabilité thermique. L'instabilité thermique observée sur les BFUP ne contenant pas de fibres de polypropylène peut être très violente (figures 10 et 11).

The fire resistance tests are used to verify the effectiveness of adding polypropylene fibres to UHPFRC in order to reduce the risk of thermal instability. The thermal instability observed on UHPFRCs without polypropylene fibres can be very violent (figures 10 and 11).

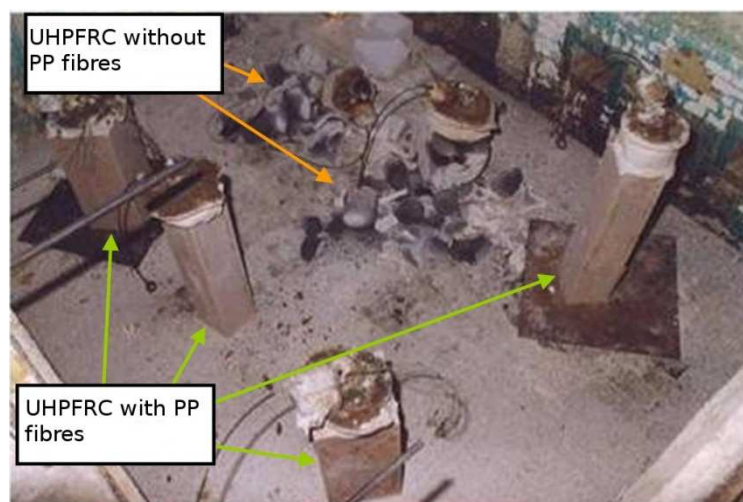


Figure 10 : Poteaux de Ductal®-AF et de Ductal®-FO après exposition au feu ISO834.
Figure 10 : Ductal®-AF and Ductal®-FO columns after exposure to ISO834 fire.



Figure 11 : Eproutette de BFUP CERIB UHPC II sans fibre (gauche) et avec fibre (droite) après exposition au feu ISO834.

Figure 11: CERIB UHPC II without fibres (left) and with fibres (right) after exposure to ISO834 fire.

6. Conclusions

Ce paragraphe constitue une synthèse aussi exhaustive que possible de résultats expérimentaux publiés sur les propriétés mécaniques et thermiques à haute température et le comportement en situation d'incendie d'un nombre élevé de BFUP.

L'analyse de l'ensemble de ces résultats permet notamment de montrer les points suivants.

6. Conclusions

This paragraph is intended to give an exhaustive summary of the test results published on the high temperature mechanical and thermal properties of a large number of UHPFRCs.

An analysis of all these results highlights the following points.

- The relative values of the mechanical

- Les valeurs relatives des propriétés mécaniques (résistances en compression et en traction et module d'élasticité) sont fortement dépendantes des matériaux BFUP considérés,
 - Ces propriétés sont très influencées par les modes opératoires (essais à chaud ou après refroidissement, application d'une précharge lors de la phase de montée en température, ...),
 - Les courbes de déformations thermiques libres peuvent être regroupées en deux familles. Les différences de comportement observées n'ont pas pu être expliquées. Ces observations méritent la réalisation d'études complémentaires afin d'apporter des réponses [17].
 - Les diffusivités thermiques déterminées sur un BFUP et un BUP (sans fibres métalliques) sont proches des valeurs données par l'Eurocode 2 et le DTU.
 - Les éprouvettes de BFUP soumises à des essais feu (courbes ISO et HCM) présentent des instabilités (écaillage, éclatement) fortes si des dispositions particulières ne sont pas prises. A l'inverse, les essais analysés ont permis de montrer la grande efficacité de l'ajout de fibres de polypropylène afin de réduire ce risque.
- properties (compressive and tensile strength and modulus of elasticity) are highly dependent on the UHPFRCs considered.*
- *These properties are strongly influenced by the operating procedures (hot tests or after cooling, application of preloading during the temperature rise phase, etc.),*
 - *The free thermal strain curves can be divided into two groups. The differences in behaviour observed have not been explained. Additional studies need to be carried out to provide answers [17].*
 - *The thermal diffusivity determined for a UHPFRC and a UHPC (without steel fibres) are similar to the values given in Eurocode 2 and the DTU.(French regulations for buildings)*
 - *UHPFRC specimens subjected to fire tests (ISO and HCM curves) exhibit high instability (spalling and bursting) if special measures are not taken. On the other hand, the tests analysed demonstrate the effectiveness of adding polypropylene fibres to reduce this risk.*

7. Références bibliographiques

7. Bibliographic references

- [1] B.A. Schrefler, G.A. Khoury, D. Gawin, C.E. Majorana, Thermo-hydro-mechanical modelling of high performance concrete at high temperatures, *Engineering Computations*, 19(7-8): 787-819, 2002.
- [2] G.A. Khoury et Y. Anderberg. Concrete spalling - Review, *Fire Safety Design*, 2000.
- [3] Franssen J.M., Hanus F., et Dotreppe J.C.. Numerical evaluation of the fire behaviour of a concrete tunnel integrating the effects of spalling. fib task group 4.3 workshop "Fire design of concrete structures - from materials modelling to structural performance". Coimbra, Portugal, 2007.
- [4] Haack, A.. Catastrophic Tunnel Fires - What have we learnt? International symposium on catastrophic tunnel fires (CTF). Boras, Sweden, Haukur Ingason, 2003.
- [5] V.K.R. Kodur, Spalling in High Strength Concrete Exposed to Fire – Concerns, Causes, Critical Parameters and Cures, *Proceedings of Structures Congress, Advanced Technology in Structural Engineering*, Philadelphia, USA, May 8-10, 2000.
- [6] JC Mindeguia, Pierre Pimienta, Alain Simon, Nadir Atif. Experimental and numerical study of an UHPFRC at very high temperature. Concrete under severe conditions: environment and loading. Consec'07, vol 2, p. 1659-1674, Tours, June 4-6 2007.
- [7] Brekelmans J.W.P.M. et Breunese A., CERACEM split-tensile and compressive strength at high temperatures in comparison with B105 concrete. TNO Report 2006-D-R0223, Mars 2006.
- [8] BEHLOUL M., CHANVILLARD G., CASANOVA P., ORANGE G., "Fire resistance of Ductal® ultra high performance concrete". *Proceedings of the 1st fib congress - Concrete Structures in the 21st Century*, Osaka, 2002, pp. 105 -122.

- [9] P. Bamonte, P. Gambarova. Thermo-mechanical characterization of a UHPC exposed to high temperature and application to a two-layered apron. Studies and Research vol 28, 2008
- [10] P. Bamonte, P. Gambarova, Panzeri P. Thermal properties and residual behaviour of heat-damaged self-compacting concrete. Consec'07. Proceedings of 5th international congress "CONSEC". Vol 2, Tours June 4-6, 2007, FRA, 2007
- [11] Felicetti R., Gambarova P.G., Natali Sora M.P., Corsi F. and Giannuzzi G. (1999), "On tension and fracture in thermally damaged high-performance concrete: VHSC versus HSC", Proc. of the 3rd Int. RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC3), Ed. by Reinhardt H.W. and Naaman A.E., Mainz (Germany), May 16-19, p.437-448.
- [12] R. Felicetti, P. Gambarova, M. Natali Sora, G. Khoury. Mechanical behaviour of HPC and UHPC in direct tension at high temperature and after cooling. BEFIB'2000, Lyon, 2000
- [13] A. De Chefdebien, F. Robert, C. Collignon. Performance of Ultra High Strength Concrete subjected to fire. CONSEC'07, Proceedings of 5th international congress "CONSEC"., Vol 2, Tours June 4-6, 2007, FRA, 2007
- [14] A. De Chefdebien, F. Robert, Mechanical properties of Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete at High Temperature, 7th International Congress "Concrete: Construction's Sustainable Option", Concrete for Fire Engineering, Dundee, Scotland, July 8-10, 2008, Edited by R. K. Dhir, P Chana, S. Caliskan, R. Lavingia. Pp139-148
- [15] U. Diedrichs, O. Mertzsch, Behaviour of Ultra High Strength Concrete at High Temperatures. 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Mars 2008
- [16] L. Missemmer, Personal communication, May 2010
- [17] P. Pimienta, JC Mindeguia, A. Simon, M. Belhou, Behaviour of 2 UHPFRC at High Temperatures. International Workshop on Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) - Designing and Building Art and Development, Marseille, France, November 17th-18th 2009.
- [18] EN 1992-1-2, Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1.2 Structural fire design, December 2004.
- [19] DTU [P 92-701](#) Règles de calcul FB - Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton (1993-12-01)
- [20] DTU [XP P92-701/A1](#) Règles de calcul - Méthode de prévision par le calcul de comportement au feu des structures en béton (2000-12-01)
- [21] RILEM, "Compressive strength for service and accident conditions", Materials and structures. 28, p.410-414, 1995.
- [22] Sabeur, H. et F. Meftah. "Dehydration creep of concrete at high temperature." Materials and Structures 41: 17-30, 2008.
- [23] Flynn, D. R. Response of high performance concrete to fire conditions: review of thermal properties and measurement techniques, NIST, 1999.
- [24] NF EN 993-15 « Méthode d'essai pour produits réfractaires façonnés denses – Détermination de la conductivité thermique par la méthode du fil chaud parallèle ». (Methods of test for dense shaped refractory products - Determination of thermal conductivity by the hot-wire (parallel) method).
- [25] Felicetti, R. Assessment of the equivalent thermal diffusivity for fire analysis of concrete structures. fib task group 4.3 workshop "Fire design of concrete structures - from materials modelling to structural performance". Coimbra, Portugal, 2007.
- [26] Z.P. Bazant, Analysis of pore pressure, thermal stress and fracture in rapidly heated concrete, Proceedings of the International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete, NIST, Gaithersburg, USA, 1997.
- [27] F.J. Ulm, P. Acker, M. Lévy, The Chunnel fire. II: Analysis of concrete damage, Journal of Engineering Mechanics, 125, pp. 283-289, 1999.
- [28] T.Z. Harmathy, Moisture in materials in relation to fire tests, ASTM, Special Technical Publication, no 385, 1964.

- [29] Y. Anderberg, Spalling phenomena of HPC and OC, Proceedings of the International workshop on fire performance of high-strength concrete, NIST, Gaithersburg, USA, 1997.
- [30] P. Kalifa, F.D. Menneteau, D. Quenard, Spalling and pore pressure in HPC at high temperature, Cement and Concrete Research, 30, pp. 1915-1927, 2000.
- [31] Mindeguia J.C., Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons, Thèse de doctorat de l'Université de Pau et des Pays de l'Adour, Juillet 2009.
- [32] Jansson R. et Bostrom L. Fire spalling: theories and experiments. 5th International RILEM symposium on Self-Compacting Concrete. Ghent, Belgium, 2007.
- [33] CESMAT E., PARDON D. PESTANA J., « CSTB Tests report, Rapport d'essai concernant la résistance au feu de maquettes », Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, Marne la Vallée, France, n° RS00-023, 2000.
- [34] MISSEMER L., Etude du comportement sous très hautes températures des Bétons Fibrés à Ultra hautes Performances : application au BCV, Thèse de doctorat de l'Université de Grenoble, 23/05/2011.

kg/m ³	BSI®-fire *	Ductal® -AF **	Ductal® RPC ***	CRC ****	Politecnico	CERIB UHPC_I	CERIB UHPC_II	BCV®
Ciment + additions (FS=fumée de silice) / Cement + additions (FS = silica fume)	2355 (Premix)	2192 (Premix)	2192 (Premix)	2130 (Premix)	635 (R 52.5 type 1)	/	/	2086
Granulats / Aggregates					1480 (quartzite, D < 4mm)	Basalte (4/6) + sable	sable	
Eau / Water	216	168	168	150	200	/	/	216
Rapport E/ (C + additions) / W/(C+Additions) ratio	/	0.14	0.14	0.16	0.31	/	/	
Superplastifiant kg / superplasticizer kg	44.6	/	/	/	3.8	/	/	21.4
Fibres métalliques kg (l / Φ en mm) / Steel fibres kg (l / Φ in mm)	195 (20 / 0.3)	146 (16 / 0.16)	146 (16 / 0.16)	475 (12 / 0.4)	0	79 (13 / 0.16)	133 (13 / 0.16)	158 (12.7 / 0.175)
Fibres de polypropylène kg (l / Φ en mm) / propylene fibres kg (l / Φ en mm)	3	20	20	0	5.2 (20 / 0.2) 1.1 (6 / 0.04)	3 (12 / 0.018)	3 (12 / 0.018)	0
Résistance en compression à 28 jours (MPa) / 28 days compressive strength (MPa)	148 – 165	160 200 (traitement thermique / thermal treatment)	165	158	121	170	200	155
Module d'élasticité (GPa) / modulus of elasticity (GPa)	50 – 55	45 50 (traitement thermique / thermal treatment)	/	58	42	/	/	45

Dosage / masse de ciment /ratio by mass of cement	Rostock_1	Rostock_3
CEM I 42.5 N	1	1
Fumée de silice / silica fume	0.25	0.25
Sable / sand (0.125/0.6mm)	0.8	0.8
Diabase / diabase	1.8	0
Quartz / quartz	0.2	0.2
Fibres de polypropylène / polypropylene fibres	0.0004	0.0004
Eau / water	0.219	0.2
Superplastifiant / superplasticizer	0.05	0.04
Résistance en compression à 28 jours (MPa) / 28 days compressive strength (MPa)	160 - 180	160 - 180

Référence bibliographique / <i>bibliographic reference</i>	[6] ; [7]	[8]	[11] ; [12]	[11] ; [12]	[9] à [12]	[13]	[16]	Référence bibliographi que / <i>bibliographi c reference</i>	[15]
--	-----------	-----	-------------	-------------	------------	------	------	---	------

* Eiffage

** Lafarge-Bouygues-Rhodia

*** Ductal® Reactive Powder Concrete

**** Compact Fibre Reinforced Concrete

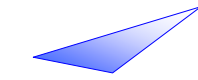
/ : Donnée non disponible / *Data not available*

Tableau 2. Formules, propriétés mécaniques et référence bibliographique des BFUP analysés.

Table 2. *Mixes, mechanical properties and bibliographical reference of UHPFRC analysed*

Notes :

- les formules BSI[®]-fire et Ductal[®]-AF, diffèrent de formules de base de BFUP (respectivement BSI[®] et Ductal[®]) par l'ajout de fibres de polypropylène. Ces fibres sont ajoutées à la formule initiale des BFUP afin de réduire le risque d'instabilité thermique du matériau (voir § 5)
- le Ductal[®] RPC (Reactive Powder Concrete) correspond à la formule du Ductal[®]-AF. La dénomination RPC provient des résultats du projet Européen HITECO, la dénomination Ductal[®]-AF se réfère à des essais réalisés par le fabricant en dehors du projet HITECO,
- contrairement aux autres formules, le BFUP "Politecnico" et "Rostock" ne contiennent pas de fibres métalliques (ils contiennent en revanche des fibres de polypropylène).
- *the BSI[®]-fire and Ductal[®]-AF mixes, different from the basic UHPFRC mixes (BSI[®] and Ductal[®] respectively) because of the addition of polypropylene fibres. These fibres are added to the initial UHPFRC mix design to reduce the risk of thermal instability of the concrete (see § 5)*
- *Ductal[®] RPC (Reactive Powder Concrete) corresponds to the Ductal[®]-AF mix. The term RPC is based on the results of the European project HITECO, while Ductal[®]-AF refers to the tests conducted by the manufacturer outside the HITECO project,*
- *contrary to the other mixes, Politecnico and Rostock do not contain steel fibres (they do, however, contain polypropylene fibres).*



Désignation du BFUP / Name of UHPFRC	Résistance en compression / Compressive strength (MPa)	Géométrie de l'échantillon / Geometry of specimen	Vitesse de chauffage / Heating rate	Précharge mécanique / Mechanical preloading	Type de mesure / Type of measurement	Référence bibliographique / Bibliographical reference
BSI®	148 – 164.5	Cylindres Ø 104 mm x h 300 mm / cylinders	1 °C/min	0 %	à chaud / hot	[6]
Ductal®	160 (sans traitement thermique) / without heat treatment 200 (avec traitement thermique) / with heat treatment	Cylindres Ø 70 mm x h 140 mm cylinders	2 °C/min	0 % 20 %	à chaud résiduel / hot, residual	[8]
Ductal®RPC (Reactive Powder Concrete) CRC (Compact Fibre Reinforced Concrete)	165 (RPC) 158 (CRC)	Cubes (100 x100 x 100 mm ³)	1 °C/min	0 %	Résiduel / residual	[11] ; [12]
"Politecnico"	125	- Cubes 40 x 40 x 40 mm ³ (essais résiduels / residual tests) - Cylindres Ø 36 mm x h 110 mm / cylinders (essais à chaud et résiduels / hot, residual tests)	0,5 °C/min	0 %	à chaud résiduel / hot, residual	[9]
CERIB _ I CERIB _ II	125 133	Cylindres Ø 100 mm x h 300 mm / cylinders	1°C/min	20 %	à chaud / hot	[13]
BCV®	155	Cylindres Ø 40 mm x	3,3 °C/min	0 %	à chaud / hot	[16]

Rostock_1 Rostock_3	160 - 180	h 60 mm / <i>cylinders</i> Cylindres Ø 70 mm x h 200 mm / <i>cylinders</i>	3 °C/min	0 %	à chaud / <i>hot</i>	[15]
------------------------	-----------	--	----------	-----	----------------------	------

Tableau 3. Modalités des essais de compression (résistance, module d'élasticité et courbe de dilatation thermique).

Table 3. Compression test procedures (strength, modulus of elasticity and thermal expansion curve).

Désignation du BFUP / Name of UHPFRC	Résistance en compression / Compressive strength (MPa)	Type de mesure / Type of measurement	Géométrie de l'échantillon / Geometry of specimen	Vitesse de chauffage / Heating rate	Type de traction / Type of tensile stress	Référence bibliographique / Bibliographical reference
BSI®	148 – 164.5	à chaud / <i>hot</i>	Cubes 100 x 100 x 100 mm ³	0.2 °C/min	Fendage sur cubes / <i>Cleaving of cubes</i>	[7]
Ductal®RPC (Reactive Powder Concrete)	165 (RPC) 158 (CRC)	résiduel <i>residual</i>	Cylindres entaillés / <i>Notched cylinders</i>	1 °C/min	Traction directe avec extrémités encastrées (collées) / <i>Direct tensile stress with embedded ends (glued)</i>	[12]
CRC (Compact Fibre Reinforced Concrete)		à chaud / <i>hot</i>	Eprouvette entaillée en forme d'haltère / <i>Notched specimen in the form of a dumbbell</i>	2 °C/min	Traction directe avec extrémités articulées / <i>Direct tensile stress with hinged ends</i>	

"Politecnico"	125	résiduel <i>residual</i> /	Prismes 80 x 80 x 320 mm ³ / <i>prisms</i>	0.5 °C/min	Flexion 4 points / 4- <i>point bending</i>	[10]
CERIB _ I CERIB _ II	125 133	à chaud / <i>hot</i>	Diabolo (h 610 mm)	1°C/min	Traction directe (barres vissées) / <i>Direct tensile test</i> (screwed bars)	[13]

Tableau 4. Modalités des essais de traction (résistance et énergie de fissuration).

Table 4. *Tensile test procedure (strength and cracking energy)*

ANNEXE 16

Monographie d'ouvrages en BFUP réalisés entre 1997 et 2011

Introduction

Cette annexe présente une liste non exhaustive d'ouvrages réalisés en BFUP.

Cet échantillon se veut représentatif de la diversité des applications :

- construction de génie civil, de bâtiment ou équipement
- mise en oeuvre par préfabrication ou coulage en place

On donne pour chaque ouvrage ses caractéristiques principales, ainsi que les raisons qui ont conduit à l'utilisation du BFUP.

ANNEX 16

Description of structures made of UHPFRC between 1997 and 2011

Introduction

This appendix is a sample list of structures made of UHPFRC.

It is representative of the diversity of applications:

- construction of civil structures, buildings or facilities,
- either pre-cast or cast in situ

Main features of each structure is given, and also the reasons that led to the use of UHPFRC.

INDEX	
Poutres précontraintes pour aéroréfrigérants de centrale nucléaire, France, Cattenom (57), Civaux (86), 1997-1999	<i>Prestressed beams for Nuclear Power Plant cooling towers, France, Cattenom (57), Civaux (86), 1997-1999</i>
Passerelle de Sherbrooke, Canada, 1997	<i>Sherbrooke Footbridge, Canada, 1997</i>
Plaques d'ancrage, France, La Réunion (97-2), 1999	<i>Anchorage plates, France, La Réunion Island (97-2), 1999</i>
Deux tabliers de pont précontraints, France, Bourg-lès-Valence (26), 2000-2001	<i>Two prestressed bridge decks, France, Bourg-lès-Valence (26), 2000-2001</i>
Passerelle de la Paix, Corée, Séoul, 2002	<i>Footbridge Seon Yu, Korea, Seoul, 2002</i>
Passerelle de Sakata Mirai, Japon, 2002	<i>Sakata Mirai footbridge, Japan, 2002</i>
Renforcement de piles de pont, France, Valabres (06), 2003	<i>Retrofitting of bridge piers, France, Valabres (06), 2003</i>
Gare de Shawnessy, Canada, Calgary, 2003	<i>Shawnessy, station, Canada, Calgary, 2003</i>
Auvent de la barrière de péage du viaduc de Millau (12), France, 2003-2004	<i>A thin-shell structure over the Millau viaduct toll gate (12), France, 2003-2004</i>
Aqueduc, France, Claye-Souilly/Fresnes sur Marne (77), 2004	<i>Aqueduct, France, Claye-Souilly/Fresnes sur Marne (77), 2004</i>
« Saut de mouton », France, Argenteuil/Gennevilliers (92), 2005	<i>"Grade separation", France, Argenteuil/Gennevilliers (92), 2005</i>
Pont Federal Highway Administration, Etats Unis, 2005	<i>Federal Highway Administration Bridge, USA, 2005</i>
Pont de Saint-Pierre La Cour, France, (53), 2005	<i>Saint Pierre La Cour Bridge, France, (93), 2005</i>
Renforcement du pont sur l'Huisne, France, Le Mans (72), 2005	<i>Pont sur l'Huisne, strengthening operation, France, Le Mans (72), 2005</i>
Doublément du pont Pinel, France, Rouen (76), 2007	<i>Doubling of the Pinel bridge, France, Rouen (76), 2007</i>
Façade en résilles « Les Enfants du Paradis », France, Chartres (28), 2007	<i>Net façade components "Les Enfants du Paradis", France, Chartres (28), 2007</i>

Villa Navarra, France, Le Muy (83), 2007	<i>Villa Navarra, France, Le Muy (83), 2007</i>
Piste de l'aéroport de Haneda, Japon, Tokyo, 2007-2010	<i>Haneda Airport runway, Japan Tokyo, 2007-2010</i>
Rénovation de la gare Saint Jean Couverture de la halle Panneaux de façade, France, Bordeaux (33), 2008	<i>Saint-Jean Station retrofitting Roof of the hall Façade panels, France, Bordeaux (33), 2008</i>
Passerelle des Anges, France, Pont du Diable (34), 2008	<i>The Passerelle des Anges Footbridge, France Pont du Diable (34), 2008</i>
Passerelle de Glenmore, Canada Calgary (Alberta), 2008	<i>Glenmore Footbridge, Canada, Calgary (Alberta), 2008</i>
Centre bus RATP, France, Thiais (94), 2008	<i>RATP Bus Center, France, Thiais (94), 2008</i>
DERU Seine Aval Coques précontraintes par post-tension, France Achères (78), 2010	<i>DERU Seine Aval Thin shells prestressed by post-tension, France, Achères (78), 2010</i>
Renforcement du Pont d'Illzach, France, Illzach (68), 2011	<i>Illzach Bridge, retrofitting, France, Illzach (68), 2011</i>

Poutres précontraintes pour aéroréfrigérants de centrale nucléaire, France,
Cattenom (57), Civaux (86), 1997-1999

Prestressed beams for Nuclear Power Plant cooling towers, France,
Cattenom (57), Civaux (86), 1997-1999



Vue en coupe des poutrelles / Cross-section of beams

Maître d'ouvrage : EDF CNPE

Owner: EDF CNPE

Maître d'oeuvre : EDF CNEPE

Supervisor: EDF CNEPE

Conception : STOA (Eiffage TP) + EDF CNEPE

Design: STOA (Eiffage TP) + EDF CNEPE

Bureau d'étude : STOA (Eiffage TP)

Engineering office: STOA (Eiffage TP)

Bureau de contrôle : EDF

Control office: EDF

Préfabricant : HURKS BETON

Pre-cast concrete company: HURKS BETON

Caractéristiques principales de l'élément

Poutres et poutrelles préfabriquées précontraintes par fils adhérents à Cattenom et poutres coulées en place, sans armatures, à Civaux.

Main characteristics of the element

Beams and precast girders prestressed by pretension wires at Cattenom and beams cast in place, without reinforcement at Civaux.

Le BFUP dans cet élément

BSI[®] (Cattenom et Civaux) et Ductal[®] (Cattenom) avec fibres métalliques, retenus pour la légèreté des poutres en rapport avec les fondations existantes. Le choix a également été motivé par les performances vis-à-vis de l'agressivité du milieu

The UHPFRC in this element

BSI[®] (Cattenom and Civaux) and Ductal[®] (Cattenom) with metal fibers, chosen for the lightweight of the beams in relation to existing foundations. This solution was chosen also to resist to the aggressiveness of the environment.

Règles de calcul

Selon cahier des charges EDF

Design rules

According to EDF specifications

Passerelle de Sherbrooke, Canada	Sherbrooke Footbridge, Canada
1997	1997



Aperçu général / General overview

Maître d'ouvrage : Municipalités de Sherbrooke et d'Ascot.

Maître d'oeuvre : Université de Sherbrooke (département génie civil) et Béton Canada

Conception : Bouygues (France)

Bureau d'étude : Bouygues (France) et Teknika (Canada)

Préfabricant : Béton Bolduc (filiale de Pomerleau) – (Canada)

Précontrainte : VSL International (Suisse)

Caractéristiques principales de l'ouvrage

Cet ouvrage est une structure en treillis constituée d'une travée de 60 m de portée. Il ne contient aucune armature passive. Un dispositif de précontrainte miniaturisée a été employé pour établir la connexion entre les différents éléments.

La passerelle est composée de 6 voussoirs préfabriqués de 10 m de long. Chaque demi-travée a été assemblée sur le sol puis mise en place par des grues. Une palée à mi-travée a servi d'appui provisoire.

Le BFUP dans cet ouvrage

Ductal® (BPR) est utilisé pour le hourdis de 3 cm d'épaisseur nervurés de 3,3 m de large précontraints transversalement. Il est également utilisé pour la membrure inférieure post contrainte et dans les treillis où il est confiné dans des tubes en acier Inox.

Règles de calcul

Première passerelle en BFUP. Recommandations AFGC/Sétra non publiées à l'époque.

Owner: District of Sherbrooke and Ascot

Supervisor: Sherbrooke University and Canada Concrete

Design: Bouygues (France)

Engineering office: Bouygues (France) and Teknika (Canada)

Pre-cast concrete company: Bolduc Concrete (Pomerleau subsidiary)

Prestressing: VSL International (Switzerland)

Main characteristics of the structure

This footbridge is a lattice structure consisting of a span of 60 m. It contains no passive reinforcement. A miniaturized prestressing system was used to connect the elements together.

The structure is made of six precast segments 10 meters long. Each half-span was assembled on the ground and put in place by cranes. A temporary pier was used at mid-span.

The UHPFRC in this structure

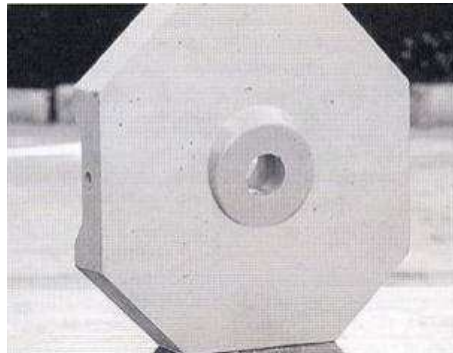
Ductal® (BPR) is used for 3 cm thick slabs, ribbed, 3.3 m wide, and prestressed transversally. It is also used for the prestressed bottom of the truss and in the truss members, where it is confined in tubes of stainless steel.

Design rules

First footbridge built with UHRFPC. AFGC/ Sétra recommendations not yet issued.

**Plaques d'ancrage, France,
La Réunion (97-2), 1999**

**Anchor plates, France,
La Réunion Island (97-2), 1999**



Aperçu général / General overview

Maître d'ouvrage : DDE de la Réunion

Conception : Bouygues TP

Bureau d'étude : Bouygues TP

Bureau de contrôle : Laboratoire Régional de l'ouest Parisien

Préfabricant : Bouygues

Entreprise : Intrafor

Owner: County public works department - Reunion

Supervisor: Bouygues TP

Design office: Bouygues TP

Control: West Paris public works laboratory

Pre-cast concrete company: Bouygues

Company: Intrafor

Caractéristiques principales de l'élément

Le principe de renforcement du mur en terre armée soutenant la route littorale est basé sur un principe de construction écaille par écaille, par l'intermédiaire d'un tirant ancré dans le sol retenant une plaque d'appuis posée sur l'écaille.

Main characteristics of the element

The principle of strengthening of the retaining wall (reinforced soil) supporting the coastal road is based on a principle of building shell by shell, through a tie anchored in the ground holding an anchor plate on the shell.

Le BFUP dans cet élément

6300 plaques d'appuis en Ductal® FO et 200 en Ductal® FM octogonales de 40 cm de coté ont été posées après une série de tests stricts. La résistance mécanique très élevée en traction et en compression, l'excellente résistance à la corrosion marine du Ductal® et son faible besoin de maintenance ont été les facteurs clés dans le choix de ce matériau.

Pour ce projet le BFUP s'est positionné comme une alternative à la fonte.

The UHPFRC in this element

6300 octagonal 40 cm side anchor plates made of Ductal® FO and 200 out of Ductal® FM were put aside after a series of stringent tests. The very high mechanical strength in tension and compression, the excellent resistance to sea corrosion of Ductal® and its low maintenance were key factors in the choice of this material.

For this project, UHPFRC was an alternative to cast iron.

**Deux tabliers de pont précontraints, France,
Bourg-lès-Valence (26), 2000-2001**

**Two prestressed bridge decks, France,
Bourg-lès-Valence (26), 2000-2001**



Vue d'ensemble d'un des ponts / General view of one of the bridges

Maître d'ouvrage : DDE de la Drôme (26)

Owner: Drôme DDE (26)

Maître d'œuvre : DDE 26 – Service des routes

Supervisor: DDE 26 – Roads department

Conception : STOA (Eiffage TP) / SETRA

Design: STOA (Eiffage TP) / SETRA

Bureau d'étude : STOA (Eiffage TP)

Engineering office : STOA (Eiffage TP)

Bureau de contrôle : SETRA

Control office : SETRA

Préfabricant : HURKS BETON

Pre-cast concrete company: : HURKS BETON

Caractéristiques principales de l'ouvrage

Poutres en π , précontraintes par fils adhérents, de longueur 22.75m pour un tablier et 20.75m pour l'autre

Main characteristics of the structure

Pi-shaped beams, pre-tensioned by wires, 22.75 meters long for one deck and 20.75 meters for the other one.

Le BFUP dans cet ouvrage

Tabliers complets préfabriqués sans aucune armature passive ni précontrainte transversale

The UHPFRC in this structure

Complete decks precast without passive reinforcement or transverse prestressing

Règles de calcul

Selon une version préliminaire des futures Recommandations AFGC/SETRA de 2002. Tous les essais réalisés au cours de ce chantier ont permis de valider le texte des Recommandations de 2002.

Design rules

According to a draft of future Recommendations AFGC / SETRA 2002. All tests conducted during this project were used to validate the text of the 2002 Recommendations

Passerelle de la Paix, Corée,
Séoul, 2002

Footbridge Seon Yu, Korea
Seoul, 2002



Aperçu général / General overview

Maitre d'ouvrage : Ville de Séoul

Architecte : Rudy Ricciotti

Conception : VSL - Lafarge

Préfabricant : VSL

Owner: City of Seoul

Architect: Rudy Ricciotti

Design: VSL - Lafarge

Pre-cast concrete company: VSL

Caractéristiques principales de l'ouvrage

Il s'agit d'un arc de 120 m de long et de 15 m de hauteur composé de 6 voussoirs courbes. Les voussoirs sont précontraints par des monotorons gainés graissés en transversal et par post-contrainte dans la direction longitudinale. L'élancement et la finesse de l'ouvrage ont nécessité la mise en place d'amortisseurs dynamiques accordés.

Le BFUP dans cet ouvrage

Les aptitudes de résistance en torsion du BFUP Ductal® ont permis la réalisation de voussoirs en Pi précontraints sans armatures passives

Règles de calcul

Calcul basé sur les premières règles établies par Bouygues et EDF.

Recommandations AFGC-Sétra

Main characteristics of the structure

This is an arch of 120 meters long and 15 meters high with 6 curved segments. The segments are prestressed transversally with monostrands (individually greased and sheathed) and post-tensioned in the longitudinal direction. The slenderness and fineness of the work required the installation of tuned mass dampers.

The UHPFRC in this structure

The torsional resistance of the UHPFRC Ductal® made possible the completion of prestressed segments in Pi without passive reinforcement.

Design rules

Calculation based on the first rules established by Bouygues and EDF

AFGC-Sétra Recommendations

**Passerelle de Sakata Mirai, Japon,
2002**

**Sakata Mirai Footbridge, Japan
2002**



Aperçu général / General overview

Maître d'ouvrage : Maeta (entreprise privée)

Owner: Maetta (private company)

Conception : Taisei Corporation

Design: Taisei Corporation

Entreprise : Taisei Corporation

Company: Taisei Corporation

Caractéristiques principales de l'ouvrage

Pont en une seule travée de 50 m de long par 2,4 m de large. Le tablier est construit à partir d'éléments préfabriqués épousant la courbe du moment fléchissant et perforés selon l'effort tranchant. Ceci permet de diminuer la masse de l'ouvrage ainsi que l'emprise au vent.

Main characteristics of the structure

A single span bridge of 50 meters long by 2.4 meters wide. The deck is constructed from precast elements matching the curve of bending moment and with holes in the webs. This reduces the mass of the structure and the wind sensitivity.

Le BFUP dans cet élément

Le Ductal® disposant d'une très grande résistance a permis de construire le pont avec des poutres particulièrement légères. La dalle supérieure mesure seulement 5 cm d'épaisseur. Le caractère quasi autoplacant du Ductal® permet d'élaborer des éléments à sections complexes donnant ici une passerelle élancée et légère. On note la capacité de résistance en cisaillement autorisant des sections ajourées et fines.

The UHPFRC in this structure

Ductal® high resistance enabled to build the bridge with particularly lightweight beams. The upper slab is only 5 cm thick. The quasi-self-compacting behaviour of Ductal® allows to pour elements with complex geometry providing a slim and lightweight footbridge.

Note the shear resistance capacity of girders and sections allowing thin webs with holes.

Règles de calcul

« JSCE Guideline for concrete n°9 » :

"Recommendation for design and construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structure."

Design rules

"Guideline for concrete JSCE No. 9":
«Recommendation for design and construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structure."

**Renforcement de piles de pont, France,
Valabres (06), 2003**

***Retrofitting of bridge piers, France,
Valabres (06), 2003***



Renforcement des piles du pont avec du BSI® / *Reinforcement of bridge piers with BSI®*

Maître d'ouvrage : CG 06

Maître d'oeuvre : DDE 06

Conception : STOA (Eiffage TP)

Bureau d'étude : STOA (Eiffage TP)

Entreprise(s) : Eiffage TP

Caractéristiques principales de l'ouvrage

Renforcement de piles de pont.

Epaisseur périphérique de 10 cm de BSI®

Le BFUP dans cet ouvrage

Résistance à l'abrasion

Résistance aux chocs

Coulage in situ (pas de traitement thermique)

Règles de calcul

Selon recommandations AFGC/SETRA 2002

Owner: Alpes Maritimes (06) County council

Supervisor: County public works department - 06

Design: STOA (Eiffage TP)

Engineering office : STOA (Eiffage TP)

Company: Eiffage TP

Main characteristics of the structure

Reinforcement of bridge piers

Addition of a 10 cm thick layer of BSI®

The UHPFRC in this structure

Abrasion resistance

Shocks resistance

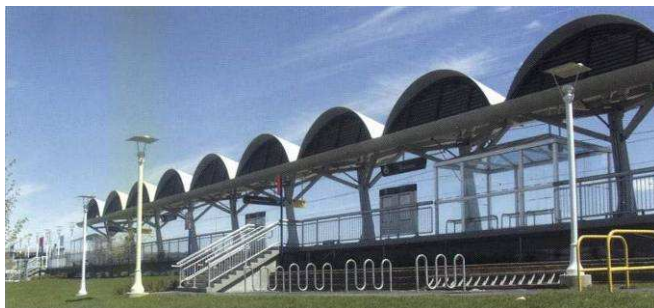
Casting in situ (no heat treatment)

Design rules

According to AFGC/SETRA 2002

Gare de Shawnessy, Canada,
Calgary, 2003

Shawnessy, station, Canada,
Calgary, 2003



Aperçu général / General overview

Maître d'ouvrage : Ville de Calgary.

Maître d'oeuvre : TPO (Transportation Project Office).

Architecte : Agence Culham, Pedersen & Valentine.

Conception : Stantec Architecture Ltd.

Bureau d'étude : Stantec Architecture Ltd et Strudes Inc.

Préfabricant : Lafarge Canada.

Type de code de calcul : Recommandations AFGC/SETRA, Calcul aux éléments finis.

Owner: Calgary city

Supervisor: TPO (Transportation Project Office).

Architect: Agence Culham, Pedersen & Valentine.

Design: Stantec Architecture Ltd

Engineering office: Stantec Architecture Ltd and Strudes Inc.

Pre-cast concrete company : Lafarge Canada

Design rules:

AFGC/SETRA Recommendations, finite element calculations.

Caractéristiques principales

Cette structure se compose de 24 coques autoportantes simplement appuyées sur un pilier porteur. Chaque canopée pèse 750 kg, libérant 5 m de portée pour une épaisseur de 2 cm. Les auvents de toitures reposent chacun sur un seul poteau encastré dans le quai

Le BFUP dans cet ouvrage

Il aura fallu 80 m³ de Ductal® FO blanc pour couler ces canopées. Le Ductal® FO armé a permis de réaliser ces pièces de grande envergure avec un design épuré. L'étanchéité du Ductal® et sa durabilité en font un matériau idéal pour une toiture de bâtiment public.

Main characteristics

This structure consists of 24 freestanding shells simply supported on central bearing pillar. Each canopy weighs 750 kg, covering 5 m span for a thickness of 2 cm. The roof eaves are each based on a single pole embedded in the platform

The UHPFRC in this structure

It took 80 m³ of white Ductal® FO to cast these canopies. Reinforced Ductal® FO has made possible these pieces of large size with a sleek design. The tightness of Ductal® and durability properties make it an ideal material for a roof of public building.

Auvent de la barrière de péage du viaduc de Millau, France, (12), 2003-2004

A thin-shell structure over the Millau viaduct toll gate, France, (12), 2003-2004



Auvent / Roof

Maître d'ouvrage : CEVM (Compagnie Eiffage du Viaduc de Millau)

Maître d'oeuvre : SETEC

Architecte : Michel HERBERT

Conception : STOA (Eiffage TP)

Bureau d'étude : STOA (Eiffage TP)

Bureau de contrôle : SETRA

Préfabricant : usine Eiffage sur site dédiée au BSI

Caractéristiques principales de l'ouvrage

53 voussoirs précontraints par post-tension reposant sur 48 poteaux métalliques.
Longueur totale de l'auvent : 98 m
Largeur totale de l'auvent : 28 m
Volume de BFUP 800 m³

Le BFUP dans cet ouvrage

Le BSI[®] avec fibres métalliques a été mis en œuvre pour : sa légèreté, sa finesse, la possibilité de faire des formes complexes

Règles de calcul

Selon recommandations AFGC/SETRA 2002

Owner: CEVM (Compagnie Eiffage du Viaduc de Millau)

Supervisor: SETEC

Architect: Michel HERBERT

Design: STOA (Eiffage TP)

Engineering office: STOA (Eiffage TP)

Control office: SETRA

Pre-cast concrete company: Eiffage plant on site especially dedicated to BSI

Main characteristics of the structure

53 segments prestressed by post-tension lying on 48 steel metallic columns.
Total length of the roof: 98 m.
Total width of the roof: 28 m
UHPFRC volume: 800 m³

UHPFRC in this structure

The BSI[®] with metallic fibers was cast for: lightweight, fineness, ability to make complex shapes.

Design rules

According to AFGC / SETRA 2002 Recommendations

Aqueduc, France,
Claye-Souilly/Fresnes sur Marne (77), 2004

Aqueduct, France,
Claye-Souilly/Fresnes sur Marne (77),
2004



Aqueduc constitué de 3 parties préfabriquées / Aqueduct made of 3 precast segments

Maître d'ouvrage : RFF (LGV Est)

Maître d'oeuvre : SNCF/EEG SIMECSOL

Architecte : Alain SPIELMANN

Conception : STOA (Eiffage TP)

Bureau d'étude : STOA (Eiffage TP)

Préfabricant : usine Eiffage sur site dédiée au BSI

Caractéristiques principales de l'ouvrage

3 segments

Mise en tension : 2 unités de 12T15S

Longueur totale de l'élément : 26,55 m

44 tonnes

16 m³

Le BFUP dans cet ouvrage

Le BSI[®] avec fibres métalliques a été mis en œuvre pour : sa légèreté (réduction du poids par 4 par rapport à un béton ordinaire, ayant permis une mise en œuvre avec une grue légère), son étanchéité intrinsèque.

Règles de calcul

Selon recommandations AFGC/SETRA 2002

Owner: RFF (LGV Est)

Supervisor: SNCF/EEG SIMECSOL

Architect: Alain SPIELMANN

Design: STOA (Eiffage TP)

Engineering office : STOA (Eiffage TP)

Pre-cast concrete company: Eiffage plant on site dedicated to BSI

Main characteristics of the structure

3 segments

2 units 12T15S for prestressing

Total length of the structure: 26.55 m

44 tons

16 m³

The UHPFRC in this structure

The BSI[®] with metallic fibers was chosen for: lightweight (weight divided by 4 compared to ordinary concrete solution, which enabled an installation with a light weight crane), its intrinsic water tightness.

Design rules

According to AFGC / SETRA 2002 Recommendations

« Saut de mouton », France,
Argenteuil/Gennevilliers (92), 2005

Grade separation, France,
Argenteuil/Gennevilliers (92), 2005



Stockage des poteaux utilisés pour le soutènement/ *Storage of the piers used for earth retaining*

Maître d'ouvrage : RFF

Maître d'oeuvre : SNCF

Conception : STOA (Eiffage TP)

Bureau d'étude : STOA (Eiffage TP)

Préfabricant : HURKS BETON (Pays Bas)

Caractéristiques principales des éléments

105 poteaux préfabriqués précontraints pour 10 mètres de soutènement (paroi parisienne)

Volume de BFUP : 20 m³.

Le BFUP dans ces éléments

Le BSI[®] avec fibres métalliques a permis de réduire les sections par 5, de limiter la manutention et de réduire les forages.

Règles de calcul

Selon recommandations AFGC/SETRA 2002

Owner: RFF (French Railways)

Supervisor: SNCF (French Railway Company)

Design: STOA (Eiffage TP)

Engineering office: STOA (Eiffage TP)

Pre-cast concrete company: HURKS BETON (NL)

Main characteristics of the elements

105 precast columns with prestressing used for 10 meters long retaining wall

UHPFRC volume : 20 m³

The UHPFRC in these elements

The BSI[®] with metallic fibers was chosen in order to reduce the cross-sections (by 5), to limit the handling and to reduce drilling.

Design rules

According to AFGC / SETRA 2002 Recommendations

Pont Federal Highway Administration, Etats
Unis, 2005

Federal Highway Administration Bridge, USA,
2005



Aperçu général / General overview

Maître d'ouvrage : Federal Highway Administration

Owner: Federal Highway Administration

Conception : MIT - FHWA

Design: MIT - FHWA

Type de code de calcul : Recommandations AFGC/SETRA de 2002

Design rules: Interim recommendation AFGC/SETRA, 2002

Caractéristiques principales de l'élément

Monopoutre en PI de 21,4 m de long par 2,44 m de large et 0,84 m de haut

Main characteristics of the element

PI-beam of 21.4 meters long by 2.44 meters wide and 0.84 meters high

Le BFUP dans cet élément

Les aptitudes de résistance en torsion du BFUP Ductal® ont permis la réalisation de voussoirs en Pi sans armatures passives

The UHPFRC in this element

The torsional resistance capacity of UHPFRC Ductal® enabled completion of Pi segments without passive reinforcement

Pont de Saint-Pierre La Cour, France,
Saint-Pierre La Cour (53), 2005

Saint Pierre La Cour Bridge, France,
Saint-Pierre La Cour (53), 2005



Aperçu général / General overview

Maître d'ouvrage : Conseil général de Mayenne.

Owner: General Council of Mayenne.

Conception : Bouygues travaux public, VSL International

Design: Bouygues Travaux Publics, VSL International

Bureau d'étude : Bouygues TP

Engineering Office: Bouygues TP

Bureau de contrôle : CETE Méditerranée

Control Office: CETE Méditerranée

Préfabricant : CPC (Brive)

Pre-cast concrete company: CPC Brive, France

Caractéristiques principales de l'ouvrage

Pont routier isostatique de 19 m de portée, 12,6 m de largeur, présentant un biais de 60 grades. L'ouvrage supporte une chaussée de 7,6 m, un trottoir de 1,25 m et une piste cyclable de 2,50 m.

Main characteristics of the structure

Isostatic road bridge with a 19 meters span, 12.6 meters wide, with 60 grades skew. The structure supports a road 7.6 meters wide, a sidewalk of 1.25 meters and a bike path of 2.50 meters.

Le BFUP dans cet ouvrage

Les propriétés mécaniques du BFUP Ductal® ont permis la réalisation de 10 poutres en I connectées à une dalle en béton armé ordinaire coulée sur des pré-dalles en Ductal® de 25 mm d'épaisseur. La solution Ductal® est 2.2 fois plus légère qu'une solution classique.

The UHPFRC in this structure

Mechanical properties of UHPFRC Ductal® made completion of 10 I-beams connected to an ordinary reinforced concrete slab, cast on Ductal® precast panels 25 mm thick. Ductal® solution is 2.2 times lighter than a classical solution.

Règles de calcul

Recommandations AFGC/SETRA.

Design rules

AFGC/SETRA Recommendations.

Valeurs du coefficient d'orientation des fibres $K = 1.34$ (global) et $K = 1.8$ (local)

Values of fibers orientation coefficient $K = 1.34$ (global) and $K = 1.8$ (local)

**Renforcement du pont sur l'Huisne, France,
Le Mans (72), 2005**

***Pont sur l'Huisne, strengthening operation,
France,
Le Mans (72), 2005***



Renforcement des poutres existantes avec du BSI® / Strengthening of the existing beams with BSI®

Maître d'ouvrage : Le Mans Métropole

Owner: Le Mans Métropole

Maître d'œuvre : STAU

Supervisor: STAU

Bureau d'étude : STOA (Eiffage TP)

Engineering office: STOA (Eiffage TP)

Bureau de contrôle : APAVE

Control office : APAVE

Entreprise(s) : Eiffage TP

Company: Eiffage TP

Caractéristiques principales de l'ouvrage

Main characteristics of the structure

Renforcement de 4 poutres par précontrainte additionnelle et par élargissement de l'âme avec du BFUP

External strengthening of 4 beams by complementary prestressing and web thickening with UHPFRC

Précontrainte par post tension (câbles extérieurs 7 et 4T15S)

Post tension (external tendons 4T15S and 7T15S)

Volume de BFUP ajouté : 40 m³

Additional UHPFRC volume : 40 m³

Le BFUP dans cet ouvrage

The UHPFRC in this structure

Module d'élasticité élevé (double de celui d'un béton ordinaire)

High modulus of elasticity (double that of ordinary concrete)

Coulage in situ (pas de traitement thermique)

Casting in situ (no heat treatment)

Mise en œuvre sans vibration

Pouring without vibration

Règles de calcul

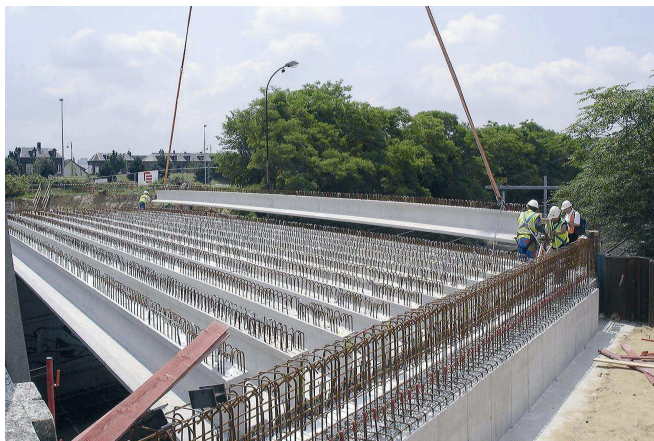
Design rules

Recommandations AFGC/SETRA 2002

AFGC / SETRA Recommendations 2002

**Doublement du pont Pinel, France,
Rouen (76), 2007**

**Doubling of the Pinel bridge, France,
Rouen (76), 2007**



Pose des poutres / Beams installation

Maître d'ouvrage : Ministère des Transports, de l'Équipement, du Tourisme et de la Mer

Owner: French ministry of Transportation, tourism, infrastructure and the sea

Maître d'oeuvre : DDE 76

Supervisor: County public works department (76)

Conception : STOA (Eiffage TP)

Design: STOA (Eiffage TP)

Bureau d'étude : STOA (Eiffage TP)

Engineering office : STOA (Eiffage TP)

Bureau de contrôle : SETRA

Control office : SETRA

Préfabricant : HURKS BETON (Pays Bas)

Pre-cast concrete company: HURS BETON (NL)

Caractéristiques principales de l'ouvrage

Main characteristics of the bridge

17 poutres ITE[®] (en I à Talon Élargi) de 27 mètres.

17 ITE[®] beams of 27 meters long.

Poutres précontraintes.

Prestressed beams

Volume de BFUP : 80 m³

UHPFRC volume : 80 m³

Le BFUP dans cet ouvrage

The UHPFRC in this structure

Le BSI[®] avec fibres métalliques a été retenu en variante d'une solution à poutres métalliques enrobées. Cette solution a été retenue pour sa durabilité, son absence d'entretien, son étanchéité, son module d'élasticité élevé.

The BSI[®] with metallic fibers was chosen as an alternative solution to a deck filler beam bridge. This solution was chosen for its durability, its low maintenance requirement, its water tightness, and its high modulus of elasticity.

Règles de calcul

Design rules

Recommandations AFGC/SETRA 2002

AFGC / SETRA Recommendations 2002

Façade en résilles
« Les Enfants du Paradis », France,
Chartres (28), 2007

Net façade components
“Les Enfants du Paradis”, France,
Chartres (28), 2007



Façade / Elevation

Maître d'ouvrage : Eiffage Immobilier

Maître d'œuvre : Rudy Ricciotti Architecte

Architecte : Rudy Ricciotti Architecte

Bureau d'étude : LRI

Préfabricant : Atelier Artistique Béton (77)

Caractéristiques principales de l'ouvrage

440 m² de façade (67 panneaux)

panneau courant : 2.48 m x 2.88 m

section : 4 cm x 5 cm

Le BFUP dans cet ouvrage

Le BSI® avec fibres métalliques et pigment noir a été retenu pour son étanchéité, sa résistance aux chocs et la possibilité de faire réaliser des formes complexes.

Règles de calcul

Recommandations AFGC/SETRA 2002

Owner: Eiffage Immobilier

Supervisor: Rudy Ricciotti Architecte

Architect: Rudy Ricciotti Architecte

Engineering office : LRI

Pre-cast concrete company : Atelier Artistique Béton (77)

Main characteristics of the structure

Façade area 440 m² (67 panels)

standard panel : 2.48 m x 2.88 m

section : 4 cm x 5 cm

The UHPFRC in this structure
The BSI® with metal fibers and black pigment was selected for its tightness, resistance to shocks and the ability to make complex shapes.

Design rules

AFGC / SETRA recommendations 2002

Villa Navarra, France,
Le Muy (83), 2007

Villa Navarra, France,
Le Muy (83), 2007



Aperçu général / General overview

Maître d'ouvrage : La galerie Enrico Navarra

Owner: La galerie Enrico Navarra

Architecte : Rudy Ricciotti

Architect : Rudy Ricciotti

Bureau d'étude : Romain Ricciotti, LR Ingénierie

Design office: Romain Ricciotti, LR Ingénierie

Bureau de contrôle : Sétra-Cete

Control office : Sétra/Cete

Préfabricant : Bonna Sabla

Pre-cast concrete company: Bonna Sabla

Caractéristiques principales

Main characteristics

La toiture de cette villa se décompose en 17 panneaux de 9.25m x 2.35m d'environ 3 tonnes chacun et en porte-à-faux de 7.80m avec une épaisseur en nez de dalle de 3 cm. Ils reposent sur deux voiles filants.

The roof of this villa is divided into 17 panels 9.25mx 2.35m. Their weight is approximately three tons each. They consist in 7.80m cantilevers with a 3 cm thick end. They are lying on two longitudinal walls.

Le BFUP dans cet ouvrage

The UHPFRC in this structure

Le Ductal[®] FM par sa grande résistance en flexion, avec un fluage limité après traitement thermique, a permis de réaliser cette toiture à l'élancement inhabituel. Le porte-à-faux libère la façade de tout élément structurel permettant la mise en place d'une surface vitrée sans appuis supérieurs. L'étanchéité de la toiture est assurée par un coulis Ductal[®] entre nervures.

Ductal[®] FM by its high flexural strength, with a limited creep after heat treatment, enabled achieving the roof to the unusual slenderness. The cantilever releases the façade of any structural element and enables the installation of an upper glass surface without support. The tightness of the roof is provided by a Ductal[®] grout between ribs.

Type de code de calcul : Recommandations AFGC/SETRA, 2002

Design rules : AFGC/SETRA recommendations, 2002

**Piste de l'aéroport de Haneda, Japon,
Tokyo, 2007-2010**

**Haneda Airport runway, Japan,
Tokyo, 2007-2010**



Aperçu général / General overview

Maître d'ouvrage : Aéroport d'Haneda

Conception : Taisei Corporation

Entreprise(s) : Taisei Corporation

Caractéristiques principales de l'ouvrage

Cette jetée, construite exclusivement pour les vols à l'international s'étale sur une immense zone de 520 000 m² gagnés sur la mer. Elle est composée de deux structures : une partie immergée jusqu'à 70 m de profondeur constituée de piliers en acier et une partie de 6139 grandes dalles en béton Ductal[®] sur 192000 m² fixées sur des poutres maîtresses en acier.

Le BFUP dans cet ouvrage

Le Ductal[®] résiste extrêmement bien aux agressions marines. 7000 dalles de 8 m x 4m ont été réalisées et permettent de supporter le poids des appareils présents sur la piste. La légèreté du Ductal[®] a permis de diviser par deux le poids des dalles par rapport à une solution béton générant une nette réduction des coûts pour cette structure inédite soumise aux risques de séisme.

Règles de calcul

« JSCE Guideline for concrete n°9 »

"Recommendation for design and construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structure."

Owner: Haneda Airport

Design: Taisei Corporation

Company: Taisei Corporation

Main characteristics of the structure

This pier was built exclusively for international flights. It spreads over a huge area 520 000 m² reclaimed from the sea. It is composed of two structures: a submerged part up to 70 m deep made of steel pillars and a part of 6139 large slabs of concrete Ductal[®] on 192000 m² set on steel girders.

The UHPFRC in this structure

Ductal[®] is extremely resistant to sea environment attack. 7000 8 x 4m slabs were made and used to support the weight of aircrafts on the runway. The lightness of Ductal[®] has helped halve the weight of the slabs from a conventional concrete solution generating a significant reduction of costs for this unique structure subject to earthquake hazards.

Design rules

« JSCE Guideline for concrete n°9 »

"Recommendation for design and construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structure."

Rénovation de la gare Saint Jean

Couverture de la halle

Panneaux de façade, France,

Bordeaux (33), 2008

Saint-Jean Station retrofitting

Roof of the hall

Façade panels, France,

Bordeaux (33), 2008



Façade / Elevation

Maître d'ouvrage : CUB (Communauté urbaine de Bordeaux)

Maître d'oeuvre : Brochet Lajus Pueyo

Architecte : Brochet Lajus Pueyo

Bureau d'étude : LRI

Préfabricant : Atelier Artistique Béton (77)

Owner: CUB (Bordeaux Metropolitan Area)

Supervisor: Brochet Lajus Pueyo

Architect: Brochet Lajus Pueyo

Engineering office : LRI

Pre-cast concrete company: Atelier Artistique Béton (77)

Caractéristiques principales de l'élément

Toiture : 48 panneaux (1.6 x 4.66 x 0.095 m) avec pavés de verre

Façades : 47 panneaux ajourés (1.6 x 4.7 x 0.07 m)

Volume de BFUP : 40 m³

Main characteristics of the element

Roof: 48 panels (1.6 x 4.66 x 0.095 m) with glass blocks

Façades: 47 openwork panels (1.6 x 4.7 x 0.07 m)

Total UHPFRC volume : 40 m³

Le BFUP dans cet ouvrage

Le BSI® avec fibres métalliques a été retenu pour son étanchéité, sa résistance aux chocs et la possibilité de faire des formes complexes de faible épaisseur.

The UHPFRC in this structure

The BSI® with metal fibers was selected for its tightness, resistance to shocks and the ability to make complex thin shapes.

Règles de calcul

Recommandations AFGC/SETRA 2002

Design rules

AFGC / SETRA recommendations 2002

Passerelle des Anges, France,

Pont du Diable (34), 2008

The Passerelle des Anges Footbridge, France,

Pont du Diable (34), 2008



Aperçu général / General overview

Maître d'ouvrage : Communauté de Communes de la vallée de l'Hérault.

Maître d'œuvre : Rudy Ricciotti Architecte, Romain Ricciotti ingénieur

Architecte : Rudy Ricciotti

Bureau d'étude Execution : Freyssinet

Entreprise : Freyssinet, mandataire-poseur

Préfabricant : Bonna Sabla

Owner: Community of Communes of the Hérault Valley.

Supervisor: Rudy Ricciotti Architecte, Romain Ricciotti engineer

Architect: Rudy Ricciotti

Execution engineering office: Freyssinet

Construction company: Freyssinet

Precast concrete company: Bonna Sabla

Caractéristiques principales de l'ouvrage

Cette passerelle à travée unique mesure près de 70 m de long pour une hauteur statique de 1,80 m. Elle est formée de voussoirs préfabriqués à partir d'un seul moule, assemblés les uns aux autres par des câbles de précontraintes pour former deux poutres isostatiques parallèles faisant office de garde-corps. Ces dernières sont optimisées afin de limiter l'impact de la structure. L'élancement est de 1/38. La légèreté du pont exige la mise en place d'amortisseurs de vibrations pour limiter les effets de couplage vibratoire entre le vent et la passerelle.

Le BFUP dans cet ouvrage

15 voussoirs monolithiques Ductal® en Pi de 1.80 m de hauteur, 1.88 m de large et 4.60 m de longueur sans armatures passives. Le tablier du pont se limite à une épaisseur de 3 cm raidi par des croix de Saint-André intégrées au platelage.

Règles de calcul

Recommandations AFGC/SETRA 2002

On note un $K = 2$ pour les traverses en raison une très forte orientation liée au coulage dans le sens longitudinal.

Main characteristics of the structure

This single-span bridge is almost 70 meters long with a height of 1.80 meters. It consists of precast segments from a single mold, assembled together by prestressing tendons to form two parallel isostatic beams acting as barriers. These are optimized to minimize the visual impact of the structure. The slenderness ratio is 1 / 38. The lightness of the bridge requires installation of vibration dampers to limit the effects of vibrational coupling between the wind and the bridge.

The UHPFRC in this structure

15 monolithic Pi segments made of Ductal® of 1.80 meters in height, 1.88 meters wide and 4.60 meters in length with no passive reinforcement. The bridge deck is limited to a thickness of 3 cm stiffened by crossbucks integrated in the deck.

Design rules

AFGC / SETRA recommendations 2002

We note a $K = 2$ for cross-beams due to a strong orientation due to flow in the longitudinal direction.

**Passerelle de Glenmore, Canada,
 Calgary (Alberta), 2008**

**Glenmore Footbridge, Canada,
 Calgary (Alberta), 2008**



Aperçu général / General overview

Maître d'ouvrage : Ville de Calgary

Owner: Calgary city

Entreprise(s) : Lafarge North America

Companie(s): Lafarge North America

Caractéristiques principales de l'ouvrage

Main characteristics of the structure

La passerelle est composée d'une travée unique, mesure 53 m de long et enjambe une route à 8 voies. Il s'agit de la deuxième passerelle en Amérique du nord réalisée en Ductal® après celle de Sherbrooke. Elle se compose de deux culées en encorbellement en béton haute performance et une poutrelle de section-T plus réduite en Ductal®.

The bridge consists of a single span, measuring 53 meters long and spans an 8-lane road. This is the second footbridge in North America made of Ductal® after that of Sherbrooke. It consists of two cantilevered abutments made of high performance concrete and a smaller Ductal® T-section beam.

Le BFUP dans cet ouvrage

The UHPFRC in this structure

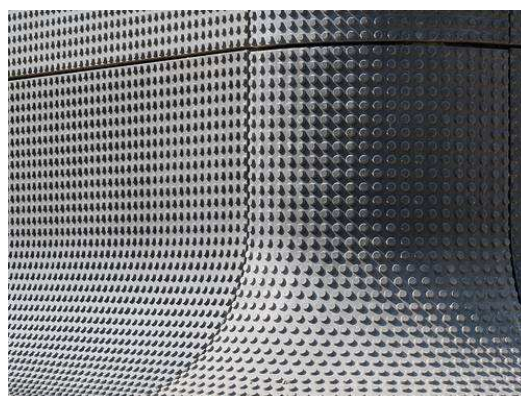
La poutre maîtresse en Ductal® mesure 33,6 m de long, 1,1 m de hauteur au centre de la travée, possède un tablier de 3,6 m de large et pèse environ 100 tonnes. Elle est post-contrainte par 42 torons de 15 mm. La poutre maîtresse a subi un traitement thermique. Des tests de charge pleine et partielle ont été réalisés avec des charges réelles réparties de manière uniforme. Les déflexions ont été plus faibles que ce qui avait été prévu et ont prouvé la capacité de réserve du système structurel. Sa haute résistance à la pénétration de chlorure (en raison des fréquents salages de la route durant les mois d'hiver) son aspect esthétiquement agréable, (surface lisse) en font un ouvrage durable avec un entretien

The main beam in Ductal® is 33.6 meters long, 1.1 meters deep at the center of the span, has a deck 3.6 meters wide and weighs approximately 100 tonnes. It is post-tensioned by 42 post-tensioning strands of 15 mm. The main beam was submitted to heat treatment. Full and partial loading tests were made with loads evenly distributed. The deflections were lower than had been anticipated and proved reserve capacity of the structural system. Its high resistance to penetration of chloride (because of the frequent road salting during the winter months) its aesthetically pleasing appearance (smooth surface) make it a sustainable structure with minimal maintenance over the years to come.

minimal au cours des années à venir.

**Centre bus RATP, France,
Thiais (France, 94), 2008**

**RATP Bus Center, France,
Thiais (France, 94), 2008**



Aperçu général / General overview

Maître d'ouvrage : RATP (Régie Autonome des Transports Parisiens)

Maitre d'ouvrage délégué : SEDP

Maître d'oeuvre : Agence ECDM

Architecte : Emmanuel Combarel et Dominique Marrec (Agence ECDM)

Bureau d'étude : Betom ingénierie et SIT

Bureau de contrôle : Batiplus

Entreprise : Betsinor

Type de code de calcul : Recommandations AFGC/SETRA

Caractéristiques principales de l'ouvrage

1300m² de panneaux de façade texturés ont été réalisés en Ductal®. Les dimensions types des panneaux sont de 1,70 m x 3,60 m pour 3 cm d'épaisseur.

Le BFUP dans cet ouvrage

Le caractère quasi autoplaçant du Ductal® FO a permis de reproduire les plus fins détails du moule comme les picots de des panneaux de 1cm de haut pour 20 mm de diamètre. et ses propriétés mécaniques ont permis le coulage de panneaux en 3D de grande taille avec une épaisseur de seulement 3cm (+1cm de picots).

Cet ouvrage à fait l'objet d'un ATEX (Appréciation Technique Expérimentale) du CSTB

Owner: RATP (Paris Transport)

Project owner representative: SEDP

Supervisor: Agence ECDM

Architect: Emmanuel Combarel et Dominique Marrec (Agence ECDM)

Engineering office: Betom ingénierie et SIT

Control office : Batiplus

Company: Betsinor

Design rules: AFGC/SETRA 2002 recommendations

Main characteristics of the structure

1300m² of textured wall panels were made of Ductal®. The typical dimensions of the panels are 1.70 mx 3.60 m and 3 cm thick.

The UHPFRC in this structure

The quasi-self-compactability of Ductal® FO allowed to reproduce the finest details of the mold as the pins of the panels of 1 cm high and 20 mm in diameter. and its mechanical properties have led to the casting of panels in 3D with a large thickness of only 3cm (+1 cm for pins).

This structure was the subject of an ATEX issued by CSTB (Technical Evaluation of Experimentation issued by the French Scientific and Technical Centre for Building).

DERU Seine Aval

Coques précontraintes par post-tension, France,

DERU Seine Aval

Thin shells prestressed by post-tension, France,

Achères (78), 2010

Achères (78), 2010



Une des coques minces/ One of the thin shells

Maître d'ouvrage : SIAAP

Owner: SIAAP

Architecte : LWA (Luc Weissman Associés)

Architect: LWA

Conception : LWA / Eiffage TP

Design: LWA / Eiffage TP

Bureau d'étude : STOA (Eiffage TP)

Engineering office: STOA (Eiffage TP)

Bureau de contrôle : VERITAS

Control office: VERITAS

Préfabricant : Atelier Artistique Béton (77)

Pre-cast concrete company: Atelier Artistique Béton (77)

Caractéristiques principales des éléments

Main characteristics of the elements

Couverture architecturale de bassins.

Architectural cover of pools

Géométrie :

Geometry :

Section longitudinale en S

Longitudinal section in shape of S

Longueur 12m, Largeur 1,80m

Length : 12m, width : 1.80m

Épaisseur courante 5 cm

Mid-span thickness : 5 cm

Épaisseur à la nervure précontrainte : 25 cm

Thickness at the prestressed rib : 25 cm

Amplitude : 2,90m

Amplitude: 2.90m

Quantité : 160 unités,

Quantity: 160 units

Précontrainte : 3T15S par post tension

Prestressing : 3T15S by post tension

Le BFUP dans ces éléments

The UHPFRC in these elements

Le BSI® avec fibres métalliques a été mis en œuvre pour :

UHPFRC BSI® was used for the lightweight, the possibility to make thin and complex shapes and for its durability properties.

sa légèreté, la possibilité de réaliser des formes complexes de faible épaisseur, et pour ses performances vis-à-vis de l'environnement agressif.

Particularités de mise en œuvre : coulage sur chant, équivalent à un voile courbe de 5 cm d'épaisseur, 12m de long et 1.80m de haut.

Specifics casting issues : casting on the edge, equivalent to a curved wall of 5 cm thick, 12m long and 1.80m high.

Règles de calcul

Design rules

Recommandations AFGC/SETRA 2002

AFGC / SETRA Recommendations 2002

**Renforcement du Pont d'Illzach, France,
Illzach (68), 2011**

**Illzach Bridge, retrofitting, France,
Illzach (68), 2011**



Pose des éléments préfabriqués / Installation of precast elements



Maître d'ouvrage : Conseil Général du Haut-Rhin

Owner: General Council of the Haut Rhin district

Maître d'oeuvre : Conseil Général du Haut-Rhin /
Direction des Routes Est

Supervisor: General Council of the Haut Rhin / East
Road Directorate

Assistance technique à la maîtrise d'oeuvre :
CETE de l'Est, Setra, LRPC

Technical assistance to the supervisor: CETE de
l'Est, Setra, LRPC

Bureau d'étude BFUP : STOA (Eiffage TP)

Engineering office (UHPFRC): STOA (Eiffage TP)

Bureau d'étude métal : CTICM (Centre Technique
Industriel de la Construction Métallique)

Engineering office (metal): CTICM (Technical
Industrial Centre of Metal Construction)

Caractéristiques principales de l'ouvrage

Pont isostatique à une travée de 105 mètres. Tablier à poutres latérales à treillis de type Warren, reliées par un platelage orthotrope de largeur 11,20 mètres. L'ouvrage souffrait d'une pathologie liée à la fissuration des augets.

Main characteristics of the structure

Isostatic bridge span of 105 meters. Deck with lateral truss beams (Warren type), connected by an orthotropic deck 11.20 meters width. The structure suffered from a pathology related to cracking of the troughs.

Le BFUP dans cet ouvrage

Renforcement par une dalle en BSI® de 5 cm d'épaisseur, connectée au platelage par des connecteurs de type goujons. La dalle est préfabriquée par éléments de 3,45 m x 2,70 m. Les zones de clavage (bords des éléments préfabriqués) et les fenêtres sont coulées en place au droit des connecteurs.

The UHPFRC in this structure

Retrofitting by a slab of BSI® 5 cm thick, connected to the deck by studs. The slab consists in prefabricated with elements of 3.45 meters x 2.70 meters. Areas of connection (edges of the prefabricated elements) and pockets are cast in situ above connectors.

Règles de calcul

Recommandations AFGC/SETRA 2002

Design rules

AFGC / SETRA Recommendations 2002