

Eurocode 4

Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale

Partie 1-2: Règles générales - Calcul du comportement au feu

E : Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures and national application document - Part 1-2 : General rules - Structural fire design

D : Eurocode 4 - Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton und national anwendungsdokumente - Teil 1-2 : Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall

Norme expérimentale

publiée par l'AFNOR en décembre 1997.

Les observations relatives à la présente norme expérimentale doivent être adressées à l'AFNOR.

Correspondance

Le présent document reproduit intégralement la prénorme européenne ENV 1994-1-2:1994 (Rectificatif Technique 1:1995 inclus).

Analyse

Le présent document décrit les méthodes de vérification de la résistance au feu conventionnel des éléments mixtes acier-béton tels que planchers, poutres et poteaux. Des valeurs tabulées et des méthodes simplifiées permettent le dimensionnement des éléments pour répondre à des exigences de résistance au feu. La possibilité d'utilisation de méthodes de calcul avancé est présentée.

Descripteurs

Thésaurus International Technique : bâtiment, construction métallique, structure en béton, conception, règle de sécurité, prévention des accidents, protection contre l'incendie, résistance au feu, caractéristique mécanique, caractéristique thermique, calcul, résistance des matériaux.

Modifications

Corrections



Membres de la commission de normalisation

Président : G CAUSSE

Secrétariat : P BEGUIN - BNCM

M	ANTROPIUS	MONOPANEL
M	ARIBERT	INSA RENNES
M	ASHTARI	CETEN - APAVE
M	BEGUIN	CTICM
M	BITAR	CTICM
M	BROZZETTI	CTICM
M	BUI	SETRA
M	CAUSSE	BUREAU ETUDE TRAVAUX PUBLICS
M	CRETON	BNS
M	DEMUTH	EUROPROFIL
M	DOURY	CSTB
M	DUFOSSE	HAIRONVILLE SA
M	ETIENNE	MELT
MME	FERNANDEZ	AFNOR
M	FLEURY	RICHARD-DUCROS
M	FOUCRIAT	SOFRESID
M	FOURE	CEBTP
M	GAULIARD	SYNDICAT DE LA CONSTRUCTION METALLIQUE DE FRANCE
M	GOURMELON	LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES
M	GRASMUCK	ATEIM
M	GRIMAUULT	TUBEUROP FRANCE
M	HUVET	HAIRONVILLE SA
M	JOUNEAU	MEL
M	KRETZ	SETRA
M	KRUPPA	BNCM - CTICM
M	LACROIX	FREYSSINET
M	LERAY	CONSEIL GENERAL DES PONTS ET CHAUSSEES
M	MAITRE	SOCOTEC
M	MATHIEU	SETRA
M	MATHIEU	EUROPROFIL
M	MAYERE	BUREAU VERITAS
M	MOREAU	SNPPA
M	MOUM	PAB
M	PASCAL	BNCM
M	RAMONDENC	SNCF
M	RAOUL	SETRA
M	ROCHE	SETRA
M	SCHMOL	SNBATI
M	SOKOL	PAB
M	TRINH	CETEN/APAVE

Ont participé en tant qu'experts aux groupes de travail EC4-1.2 DAN :

M	ANTROPIUS	MONOPANEL
M	ARIBERT	INSA - RENNES
M	BAUDY	BUREAU VERITAS
M	BOUILLETTE	CTICM
M	DELIASSUS	USINOR SACILOR
M	DUFOSSE	HAIRONVILLE SA
M	GRIMAUULT	TUBEUROP
M	KRUPPA	CTICM
M	LE DUFF	CSTB
M	LERAY	CGPC
M	MAITRE	SOCOTEC
M	SOKOL	PAB - SOLLAC
M	TEPHANY	DSC - MINISTERE DE L'INTERIEUR
M	WANDKE	SOFRESID
M	ZHAO	CTICM

Sommaire

Avant-propos national a l'ENV 1994-1-2 (Eurocode 4 : Partie 1-2)

AP.1 Introduction

AP.2 Présentation de l'EC4-1.2 DAN

- AP.2.1 Les objectifs de l'EC4-1.2 DAN
- AP.2.2 Les différentes lectures de l'EC4-1.2 DAN
- AP.2.3 Les statut prescriptif des adaptations nationales
- AP.2.4 Les textes normatifs de référence

AP.3 Modalités d'application de l'EC4-1.2 DAN

- AP.3.1 Domaine d'application
- AP.3.2 Modalité d'ordre réglementaire
- AP.3.3 La référence aux textes normatifs
- AP.3.4 Modalités contractuelles
- AP.3.5 Les modalités de l'expérimentation
 - AP.3.5.1 Information de l'autorité publique
 - AP.3.5.2 Information de l'AFNOR
 - AP.3.5.3 Evolution des adaptations nationales

AP.4 Liste des textes normatifs de référence

Déclaration d'application des Eurocodes Feu (Eurocode 1 Partie 2.2 et Eurocodes 2, 3, 4, 5, 6 ou 9 Partie 1.2

AVANT-PROPOS NATIONAL A L'ENV 1994-1-2 (EUROCODE 4 : Partie 1-2)

AP.1 Introduction

La présente norme française expérimentale, dénommée EC4-1.2 DAN, reproduit intégralement l'ENV 1994-1-2 (en clair l'Eurocode 4 : Partie 1-2, en abrégé l'EC4-1.2 ou l'ENV) approuvée par le Comité Européen de Normalisation (CEN) en tant que Prénorme européenne.

La présente norme française expérimentale spécifie, en outre, les adaptations nationales qui ont été apportées à l'EC4-1.2 dont la réunion constitue le Document d'Application Nationale (en abrégé le DAN).

Les parties de l'EC4-1.2 que le DAN n'invalide pas et les différents segments du DAN forment la norme française expérimentale qui transpose l'EC4-1.2.

AP.2 Présentation de l'EC4-1.2 DAN

AP.2.1 Les objectifs de l'EC4-1.2 DAN

a) Produire, à la demande du CEN et pour les pays francophones la version française in extenso de l'EC4-1.2.

b) Spécifier les adaptations nationales qui sont apportées à l'EC4-1.2 et qui, pour une part, définissent les conditions techniques d'application de l'ENV pendant la phase d'expérimentation (ajustements éventuels des valeurs encadrées, normes et autres documents nationaux de référence), et pour une autre part, préfigurent les améliorations que l'AFNOR proposera quand il sera question de convertir la Prénorme européenne (ENV) en Norme européenne (EN) de plein droit.

c) Définir les conditions dans lesquelles l'ENV doit être appliquée pour satisfaire les exigences de la réglementation nationale sur la sécurité et la protection contre l'incendie des structures de bâtiment, conditions qui préfigurent les divergences nationales que l'AFNOR pourrait demander d'introduire pour la future norme EN.

d) Mettre à la disposition des maîtres d'ouvrages, publics et privés, un document normatif qui soit contractualisable en application notamment de la Directive 93/37/CEE (ex 71/305/CEE) sur la coordination des procédures de marchés publics de travaux et aussi de la Directive 89/106/CEE relative au rapprochement des dispositions législatives, réglementaires et administratives des Etats Membres concernant les produits de construction.

AP.2.2 Les différentes lectures de l'EC4-1.2 DAN

L'EC4-1.2 DAN réunit trois documents dans un seul : la traduction française de l'EC4-1.2, le DAN et enfin la norme française expérimentale transposant l'ENV. Les règles de lecture ci-après permettent de discerner les différents textes :

a) La norme française expérimentale transposant l'EC4-1.2 est comprise dans tout ce qui n'est pas grisé.

b) Le DAN est délimité par les zones encadrées qui sont indexées "I", "A" "CR" ou "C", ainsi que par les valeurs encadrées de l'EC4-1.2 qui n'ont pas été invalidées.

c) La version française de l'EC4-1.2 se trouve dans tout ce qui n'est pas à la fois encadré et indexé ; elle comprend aussi l'ensemble des zones grisées.

AP.2.3 Le statut prescriptif des adaptations nationales

Un statut prescriptif a été attribué à chacun des adaptations nationales (voir tableau AP.1).

Tableau AP.1 : Statuts prescriptifs des adaptations nationales

Statut de l'adaptation	Convention de représentant au statut
- PRINCIPE	<i>Écriture droite, Caractère normal</i>
- REGLE D'APPLICATION	<i>Écriture italique, Caractère normal</i>
- COMMENTAIRE REGLEMENTAIRE	Écriture droite Petit caractère gras
- COMMENTAIRE	Écriture droite, Petit caractère

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

Tableau AP.2 : Portée des adaptations nationales

Catégorie d'adaptation	Codification de l'adaptation
- INVALIDATION	I avec grisé de la partie de la prescription de l'EC4-1.2 invalidée
- AMENDEMENT	A
- COMMENTAIRE REGLEMENTAIRE	CR
- COMMENTAIRE	C

AP.2.4 Les textes normatifs de référence

Le répertoire des normes et autres textes normatifs de référence de l'EC4-1.2 DAN est donné à l'article AP.4.

AP.3 Modalités d'application de L'EC4-1.2 DAN

AP.3.1 Domaine d'application

Sauf spécifications particulières, le domaine d'application de l'EC4-1.2 couvre les structures mixtes (acier + béton) de bâtiments neufs.

Moyennant les précautions d'usage de la part du concepteur, il pourra être étendu à la mise en conformité, à la réparation ou à l'amélioration du niveau de sécurité de bâtiments existants.

Dans le cas où une réglementation spécifique à un autre ouvrage autre que le bâtiment se réfère à cet Eurocode, cette réglementation en précise les conditions d'utilisation.

L'application de l'EC4-1.2 DAN à la vérification d'un projet est indissociable de l'application conjointe de l'EC1-2.2 DAN.

AP.3.2 Modalité d'ordre réglementaire

L'EC4-1.2 concerne tout particulièrement les bâtiments soumis à la réglementation sur la sécurité et la protection contre l'incendie (se référer au Code de la construction, Titre premier et Titre deuxième).

Il s'avère que le chapitre 4.4 de l'EC4-1.2 n'est pas compatible, dans tous ses points, avec la réglementation nationale.

Les conditions dans lesquelles l'ENV doit être appliquée pour respecter les exigences de la réglementation nationale ont été détaillées en termes de commentaires réglementaires (voir AP.2.3). Le tableau AP.3 en fait l'inventaire.

Tableau AP.3 : Inventaire des commentaires à caractère réglementaire

Partie de l'EC4-1.2 dont l'application est assortie de conditions restrictives	Objet de la partie de l'EC4-1.2
Préface (27)	Application des méthodes de dimensionnement
2.4.5	Essais de résistance au feu
3.2.1 (7)	Aciers de construction - Simulations d'incendies naturels
3.2.2 (6)	Béton - Simulations d'incendies naturels
3.2.3 (4)	Aciers d'armature – Simulations d'incendies naturels
3.3.4 (1)P	Matériaux de protection contre le feu
4.1 (4)	Conditions d'utilisation d'autres modèles de calcul simplifiés
4.1 (7)P	Condition d'utilisation des modèles de calcul avancés
4.3.2 (2)	Dalles-mixtes - Matériaux de protection contre le feu
4.3.6.4 (2)	Profils creux - Matériaux de protection contre le feu
4.4	Modèles de calcul avancés
4.4.1 (7)	Courbes d'échauffement utilisables
Annexe C	Modalités d'application

AP.3.3 La référence aux textes normatifs

Dans les répertoires de l'article AP.4 sont présentés :

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

La date prévisionnelle de publication des futures normes européennes est donnée à titre indicatif apportant ainsi un aperçu sur la consistance et sur le rythme de développement de l'ensemble.

Dans le cadre de l'application de la norme française expérimentale, on se référera aux normes répertoriées dans la partie droite de l'article AP.4. En l'absence de normes européennes, il est fait appel, pour l'essentiel, aux normes nationales. Il n'a pas été jugé nécessaire, chaque fois que l'EC4-1.2 fait référence à une norme (européenne ou ISO) de mentionner dans le corps même du DAN, la (les) norme(s) nationale(s) équivalente(s). À charge pour l'utilisateur de retrouver celle(s)-ci dans l'article AP.4 par une lecture allant de la gauche vers la droite.

AP.3.4 Modalités contractuelles

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

- pour les marchés publics, dans le Cahier des Clauses Administratives Particulières à l'article 2 - où la liste des pièces générales rendues contractuelles mentionnera la norme française expérimentale et en cas d'utilisation partielle les parties de celle-ci à considérer - et à l'article 10 - qui indiquera la dérogation correspondante faite au Cahier des Clauses Techniques Générales.

- pour les marchés privés, dans des documents particuliers du marché tels que définis dans la norme NF P 03-001, de septembre 1991 (Cahier des Clauses Administratives Particulières, Cahier des Clauses Spéciales, Cahier des Clauses Techniques Particulières).

Par référence à la clause 2.1 "Conclusion du Marché" de la norme NF P 03-001, le maître d'oeuvre, qui entend utiliser la présente norme expérimentale en alternative aux règles DTU, informera le maître d'ouvrage dans sa lettre d'engagement ou dans sa soumission.

AP.3.5 Les modalités de l'expérimentation

AP.3.5.1 Information de l'autorité publique

Toute application de la présente norme expérimentale à un projet de bâtiment qui est assujéti à la réglementation sur la sécurité et la protection contre l'incendie fera l'objet d'une déclaration à l'autorité publique

Il est demandé au Contrôleur Technique désigné pour l'opération, ou à défaut au maître d'oeuvre du projet, d'adresser une déclaration selon le modèle joint.

Toute difficulté rencontrée dans l'application de la présente norme française expérimentale sera portée devant le Ministère de l'Intérieur (Direction de la Sécurité Civile).

AP.3.5.2 Information de l'AFNOR

L'ENV 1994-1-2 a été approuvée par le CEN le 23 novembre 1993 et inclut le rectificatif technique 1:1995.

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

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

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

AP.3.5.3 Évolution des adaptations nationales

Il n'est pas exclu que l'expérimentation de l'EC4-1.2 mette en évidence certains problèmes relatifs à l'application du document et que la Commission de Normalisation de la Construction Mixte soit conduite à compléter, en accord avec l'autorité publique, les adaptations nationales.

AP.4 Liste des textes normatifs de référence

Le présent article a pour objet de donner la liste des normes et autres textes normatifs auxquels il y a lieu de se référer pendant la phase d'expérimentation de l'EC4-1.2

NORMES EUROPEENNES OU INTERNATIONALES PUBLIEES OU EN PREPARATION		NORMES POUVANT ETRE APPLIQUEES AVEC L'ENV	
Désignation	Intitulé	Date cible publication	Désignation
EN 10025	Produits laminés à chaud en acier de construction non alliés - conditions techniques de livraison	Publiée (mars 1990)	NF EN 10025 (A 35-501)
ENV 10080	Acier pour l'armature du béton - Armatures pour béton armé soudables à verrous B500 - Conditions techniques de livraison pour les barres, les couronnes et les treillis soudés	Publiée (décembre 1995)	XP ENV 10080 (A 35-010)
EN 10113	Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins Partie 1 : Conditions générales de livraison Partie 2 : Conditions de livraison des aciers à l'état normalisé / laminage Partie 3 : Conditions de livraison des aciers obtenus par laminage thermomécanique	Publiée (mars 1993)	NF EN 10113 (A 35-505-1) (A 35-505-2) (A 35-505-3)
EN 10210	Profils creux pour la construction finis à chaud en aciers de construction non alliés et à grains fins Partie 1 : Conditions techniques de livraison	Publiée	NF EN 10210 (A 49-502-1)

NORMES EUROPEENNES OU INTERNATIONALES PUBLIEES OU EN PREPARATION		NORMES POUVANT ÊTRE APPLIQUÉES AVEC L'ENV	
EN 10219	<p>Profils creux pour la construction formés à froid en aciers de construction non alliés à grains fins</p> <p>Partie 1 : Conditions techniques de livraison</p>	Publiée	<p>NF EN 10219-1</p> <p>(A 49-540-1)</p> <p>XP A 49-646</p>
pr ENV yyy1	<p>Essais de résistance au feu des éléments de construction</p> <p>Partie 1 : Exigences générales pour les essais de résistance au feu</p> <p>Partie 2 : Exigences additionnelles pour les essais de résistance au feu</p>		<p>Arrêté du 21 avril 1983</p> <p>Profils creux soudés pour la construction formés à froid en aciers de construction non alliés et à grains fins</p> <p>Partie 1 : Conditions techniques de livraison</p> <p> Tubes en acier - Tubes ronds, carrés ou simples, il convient d'indiquer, soudés longitudinalement par induction à partir de produits laminés à chaud ou à froid, revêtus ou non - Dimensions - Conditions techniques de livraison</p> <p>Détermination des degrés de résistance au feu aux éléments de construction - partie générale (Ministère de l'Intérieur)</p>

NORMES EUROPEENNES OU INTERNATIONALES PUBLIEES OU EN PREPARATION		NORMES POUVANT ÊTRE APPLIQUÉES AVEC L'ENV	
pr ENV yyy3	Essais de résistance au feu des éléments porteurs Partie 1 : Résistance au feu pour les murs intérieurs Partie 2 : Résistance au feu pour les murs extérieurs Partie 3 : Résistance au feu pour les planchers Partie 4 : Résistance au feu pour les couvertures Partie 5 : Résistance au feu pour les poutres Partie 6 : Résistance au feu pour les poteaux	Arrêté du 21 avril 1983	Détermination des degrés de résistance au feu aux éléments de construction - annexe 1 (Ministère de l'Intérieur)

NORMES EUROPEENNES OU INTERNATIONALES PUBLIEES OU EN PREPARATION		NORMES POUVANT ÊTRE APPLIQUÉES AVEC L'ENV	
pr ENV yy5	Méthode d'essais pour la détermination de la contribution à la résistance au feu des éléments porteurs en construction		
	Partie 1 : Ecrans protecteurs horizontaux	Arrêté du 21 avril 1983	Détermination des degrés de résistance au feu aux éléments de construction - annexe 2 (Ministère de l'Intérieur)
	Partie 2 : Ecrans protecteurs verticaux	Arrêté du 21 avril 1983	Détermination des degrés de résistance au feu aux éléments de construction - annexe 3 (Ministère de l'Intérieur)
	Partie 4 : Protection appliquée sur éléments en acier	DTU P92-702	Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en acier - Annexe "Méthodologie de détermination des caractéristiques des matériaux de protection"
	Partie 5 : Protection appliquée sur dalle mixte avec profilé nervuré en acier	Arrêté du 21 avril 1983	Détermination des degrés de résistance au feu aux éléments de construction - annexe 1 (Ministère de l'Intérieur)
	Partie 6 : Protection appliquée sur poteaux creux en acier remplis de béton	Arrêté du 21 avril 1983	Détermination des degrés de résistance au feu aux éléments de construction - annexe 1 (Ministère de l'Intérieur)

NORMES EUROPEENNES OU INTERNATIONALES PUBLIEES OU EN PREPARATION		NORMES POUVANT ÊTRE APPLIQUÉES AVEC L'ENV	
ENV 1991	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures	Publiée	Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures et document d'application nationale
	Partie 1 : Bases de calcul	Publiée	Partie 1 : Bases de calcul
	Partie 2-1 : Actions sur les structures - Poids volumique, poids propres et charges d'exploitation	Publiée	Partie 2-1 : Actions sur les structures - Poids volumique, poids propres et charges d'exploitation
	Partie 2-2 : Actions sur les structures exposées au feu	Publiée	Base de calcul des constructions - charge d'exploitation des bâtiments
	Partie 2-3 : Actions sur les structures - Charges de neige	Publiée	Partie 2-2 : Actions sur les structures exposées au feu
	Partie 2-4 : Actions sur les structures - Charges de vent	Publiée	Partie 2-3 : Actions sur les structures - Charges de neige
			Partie 2-4 : Actions sur les structures - Charges de vent
			(Règles NV65) - Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes

NORMES EUROPEENNES OU INTERNATIONALES PUBLIEES OU EN PREPARATION		NORMES POUVANT ÊTRE APPLIQUÉES AVEC L'ENV	
ENV 1992	Eurocode 2 : Calcul des structures en béton	Publiée	P18-711
	Partie 1.1 : Règles générales et règles applicables aux bâtiments		
	Partie 1.2 : Calcul du comportement au feu		
ENV 1993	Eurocode 3 : Calcul des structures en acier	Publiée	XP ENV 1993-1-1 (P 22-311)
	Partie 1-1 : Règles générales et règles applicables aux bâtiments		
	Partie 1.2 : Règles générales : Action sur les structures exposées au feu		
ENV 1994	Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes (acier + béton)	Publiée	XP ENV 1993-1-2 (P 22-312)
	Partie 1-3 : Règles générales : Règles supplémentaires pour les éléments minces formés à froid - produits longs et produits plats		
	Partie 1.1 : Règles générales et règles applicables aux bâtiments		

Eurocode 2 : "Calcul des structures en béton" et Document d'Application Nationale
 Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
 Partie 1.2 : Calcul du comportement au feu

Eurocode 3 : "Calcul des structures en acier" et Document d'Application Nationale
 Partie 1.1 : Règles générales et règles applicables aux bâtiments
 Partie 1.2 : Règles générales : Action sur les structures exposées au feu
 Partie 1.3 : Règles générales : Règles supplémentaires pour les éléments minces formés à froid - produits longs et produits plats

Eurocode 4 : "Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton" et Document d'Application Nationale
 Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

NORMES EUROPEENNES OU INTERNATIONALES PUBLIEES OU EN PREPARATION		NORMES POUVANT ÊTRE APPLIQUÉES AVEC L'ENV	
ISO 1000	Unités SI et recommandations pour l'emploi de leurs multiples et de certaines autres unités	Publiée	
		NF X 02-003	Principe de l'écriture des nombres, des grandeurs, des unités et des symboles
		FD X 02-004	Noms et symboles des unités de mesure du système international d'unités (SI)
		NF X 02-006	Le système international d'unités - Description et règles d'emploi - Choix de multiples et de sous-multiples

**Déclaration d'application des Eurocodes Feu
(Eurocode 1 Partie 2-2 et Eurocodes 2, 3, 4, 5, 6 ou 9 Partie 1-2)**

DECLARANT

Date de la déclaration :

Organisme à l'origine de la déclaration :

Nom du déclarant :

Adresse :

Agissant en qualité de :

Contrôleur Technique Maître d'oeuvre Autre (Préciser :)

CARACTERISTIQUE DE L'OPERATION

Adresse de l'opération :

Nature de la structure :

béton <input type="checkbox"/>	acier <input type="checkbox"/>	mixte <input type="checkbox"/>	bois <input type="checkbox"/>	maçonnerie <input type="checkbox"/>	aluminium <input type="checkbox"/>
--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	-------------------------------	-------------------------------------	------------------------------------

Date prévisible de la construction :

INTERVENANTS DANS L'OPERATION

Maître d'ouvrage (*) :

Maître d'oeuvre (*) :

Contrôleur technique (*) :

COMMENTAIRES (éventuels)

(*) Nom et adresse (si ce n'est déjà fait au titre du déclarant)

Déclaration à envoyer :

Ministère de l'Intérieur - Direction de la Sécurité Civile
Place Beauvau
75008 PARIS
A l'attention du Bureau des risques bâtimentaires

Copie de la déclaration à transmettre :

Bureau de Normalisation de la Construction Métallique
CTICM
Domaine de Saint Paul - BP 64
78470 Saint Rémy-lès-Chevreuse

Page laissée intentionnellement blanche

PRÉNORME EUROPÉENNE

ENV 1994-1-2

EUROPÄISCHE VORNORM

Octobre 1994

EUROPEAN PRESTANDARD

ICS 13.220.50 ; 91.010.30

Descripteurs : bâtiment, construction métallique, structure en béton, conception, règle de sécurité, prévention des accidents, protection contre l'incendie, résistance au feu, caractéristique thermique, calcul, résistance des matériaux.

Version française

**Eurocode 4 - Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1-2 :
Règles générales - Calcul du comportement au feu (Rectificatif
Technique 1:1995 inclus)**

Eurocode 4 - Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-2 : Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall (einschließlich Technische Korrektur 1:1995)

Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2 : General rules - Structural fire design (including Technical Corrigendum 1:1995)

La présente prénorme européenne (ENV) a été adoptée par le CEN le 1993-11-23 comme norme expérimentale pour application provisoire. La période de validité de cette ENV est limitée initialement à trois ans. Après deux ans, les membres du CEN seront invités à soumettre leurs commentaires, en particulier sur l'éventualité de la conversion de l'ENV en norme européenne (EN).

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

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

CEN

Comité Européen de Normalisation
Europäisches Komitee für Normung
European Committee for Standardization

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

© 1994 Droits de reproduction réservés aux membres du CEN.

Réf n° ENV 1994-1-2:1994 F

Sommaire

Préface	4
1 Généralités	9
1.1 Objet	9
1.2 Normes de référence	12
1.3 Définitions	14
1.4 Symboles	17
1.5 Unités	21
2 Principes de base	22
2.1 Performances exigées	22
2.2 Actions	23
2.3 Valeurs de calcul - Des propriétés des matériaux	23
2.4 Méthodes de justification	24
3 Propriétés des matériaux	28
3.1 Généralités	28
3.2 Résistance et propriétés de déformations	28
3.3 Propriétés thermiques	34
3.4 Masse volumique	41
4 Vérification des structures à l'incendie	43
4.1 Introduction	43
4.2 Valeurs tabulées	45
4.3 Modèles de calcul simplifiés	54
4.4 Modèles de calcul avancés	76
5 Dispositions constructives	79
5.1 Introduction	79
5.2 Poutres mixtes	79
5.3 Poteaux mixtes	81
5.4 Assemblages entre poutres et poteaux mixtes	81
Annexe A (informative) Relations contrainte-déformation à température élevée pour les aciers de construction	86
Annexe B (informative) Relations contrainte-déformation à température élevée pour le béton de silice	90
Annexe C (informative) Relations contrainte-déformation du béton adaptées à l'incendie naturel avec branche de température décroissante	93
Annexe D (normative) Modèle de calcul du moment résistant positif d'une poutre en acier connectée à une dalle de béton et soumise à un incendie en face inférieure de la dalle	96
Annexe E (normative) Modèle de calcul des moments résistants positifs et négatifs pour une poutre en acier partiellement enrobée de béton, connectée à une dalle de béton et soumise aux conditions de l'incendie normalisé en face inférieure de la dalle	102
E.1 Section transversale réduite pour le moment résistant positif $M_{F_i, RD}^+$	102
E.2 Section transversale réduite pour le moment résistant négatif $M_{F_i, rD}$	106
Annexe F (normative) Modèle de calcul par sommation pondérée de la résistance à l'incendie normalisé de poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé dans le cas de flambement suivant l'axe faible	108
F.1 Introduction	108
F.2 Semelles du profilé en acier	109
F.3 Ame du profilé en acier	110
F.4 Béton	110

F.5	Barres d'armatures	112
F.6	Calcul de la charge axiale de flambement a température élevée	113
F.7	Charges excentrées	114

Annexe G (normative) Modèle de calcul simplifiée pour les profils creux remplis de béton exposés aux conditions d'incendie normalisé **117**

G.1	Introduction	117
G.2	Champ de température	117
G.3	Charge axiale de calcul au flambement à température élevée	118
G.4	Charges excentrées	120

Annexe H (informative) Conception et évaluation de modèles expérimentaux **124**

H.1	Introduction	124
H.2	Essai pour une justification globale	124
H.3	Essai pour une information partielle	124

Préface

Généralités

Objectifs des Eurocodes

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

Historique du Programme Eurocodes

- (4) La Commission des Communautés Européennes (CCE) eut l'initiative de démarrer le travail d'établissement d'un ensemble de règles techniques harmonisées pour le calcul des ouvrages de bâtiments et de génie civil, règles destinées à être utilisées, au début, comme alternative aux différents règlements en vigueur dans les divers Etats Membres, et à les remplacer ultérieurement. Ces règles techniques reçurent alors le nom "d'Eurocodes Structuraux".
- (5) En 1990, après consultation de ses Etats Membres, la CCE transféra le travail de développement, de diffusion et de mise à jour des Eurocodes Structuraux au CEN et au Secrétariat de l'AELE qui accepta de s'associer au travail du CEN.
- (6) Le comité technique CEN/TC250 est chargé de tous les Eurocodes Structuraux.

Programme Eurocode

- (7) Le travail est en cours sur les différents Eurocodes Structuraux, chacun étant généralement constitué de plusieurs parties :

ENV 1991-Eurocode 1	Bases de Calcul et Actions sur les Structures
ENV 1992-Eurocode 2	Calcul des Structures en Béton
ENV 1993-Eurocode 3	Calcul des Structures en Acier
ENV 1994-Eurocode 4	Calcul des Structures Mixtes Acier-Béton
ENV 1995-Eurocode 5	Calcul des Structures en Bois
ENV 1996-Eurocode 6	Calcul des Structures en Maçonnerie
ENV 1997-Eurocode 7	Calcul Géotechnique
ENV 1998-Eurocode 8	Résistance des Structures aux Séismes
ENV 1999-Eurocode 9	Calcul des Structures en Aluminium

- (8) Des sous-comités séparés ont été formés par le CEN/TC 250 pour les divers Eurocodes énoncés ci-dessus.
- (9) Cette Partie 1-2 de l'Eurocode 4 est publiée par le CEN comme Prénorme Européenne (ENV) pour une durée de vie initiale de trois ans.
- (10) Cette Prénorme est destinée à une application expérimentale et est soumise à commentaires.
- (11) Au terme d'une durée approximative de deux ans, les membres du CEN seront invités à formuler des commentaires officiels qui seront pris en compte pour la détermination de l'action future.
- (12) En attendant, les réactions et commentaires sur cette Prénorme devront être adressés au Secrétariat du sous-comité CEN/TC 250/SC 4, à l'adresse suivante :

NSAI
Glasnevin, Dublin 9
IRELAND

ou bien à votre association nationale de normalisation.

Documents d'Application Nationaux (DAN)

- (13) Pour que puissent s'exercer les responsabilités des autorités des Etats Membres en matière de sécurité, santé et autres points couverts par les exigences essentielles de la Directive Produits de Construction (DPC), on a attribué à certains éléments de sécurité dans cette ENV des valeurs indicatives qui sont identifiées par un encadrement [] ("valeurs encadrées"). Les autorités de chaque Etat Membre sont censées examiner ces "valeurs encadrées" et peuvent substituer des valeurs alternatives à ces éléments de sécurité pour une utilisation nationale.
- (14) Il est possible que certaines normes européennes ou internationales référencées dans cette Prénorme ne soient pas disponibles au moment de la publication de cette Prénorme. Il est par conséquent prévu qu'un Document d'Application National (DAN) donnant les valeurs définitives des éléments de sécurité, faisant référence aux normes d'accompagnement compatibles et précisant les directives nationales d'application de cette Prénorme soit publié par chaque Etat Membre ou son organisme de Normalisation.
- (15) Il est prévu que cette Prénorme soit utilisée conjointement avec le DAN en vigueur dans le pays où le bâtiment ou l'ouvrage de génie civil est situé.

Spécificités de cette prénorme

Exigences de sécurité

- (16) L'objet de l'Eurocode 4 est défini dans l'ENV 1994-1-1, section 1.1.1 et 1.1.2, et l'objet de cette partie 1.2 de l'Eurocode 4 est défini dans la section 1.1. Les parties additionnelles de l'Eurocode 4 qui sont prévues, sont indiquées dans l'ENV 1994-1-1, section 1.3.

(17) Les objectifs généraux de la protection contre l'incendie sont de limiter les risques en cas de feu pour les personnes, individuelles ou en groupe, pour les biens avoisinants et, lorsque cela est exigé, pour les biens directement exposés.

(18) La Directive Produits de Construction 89/106/EEC donne les exigences essentielles suivantes pour limiter les risques d'incendie :

"La construction doit être conçue et réalisée de façon telle qu'en cas d'incendie

- la résistance des éléments porteurs de la construction soit assurée pendant une durée déterminée ;
- la naissance et la propagation du feu et des fumées dans les constructions soient limitées ;
- la transmission du feu aux constructions voisines soit limitée ;
- les occupants puissent quitter les bâtiments ou soient évacués par d'autres moyens ;
- la sécurité des personnels d'intervention soit prise en compte".

(19) Suivant le document interprétatif "Sécurité en cas d'incendie", les exigences essentielles peuvent être satisfaites par différentes stratégies de sécurité incendie, comprenant les mesures de protection passives et actives.

(20) Les Eurocodes Structuraux traitent des aspects spécifiques de la protection incendie passive en termes de dimensionnement de structures et de parties de structures en vue d'assurer une capacité portante adéquate et de limiter la propagation du feu si cela est nécessaire.

(21) Les fonctions et les niveaux de performance exigés sont généralement spécifiés par les autorités nationales - le plus souvent en termes de degré de résistance à l'incendie normalisé. Là où l'ingénierie du feu est acceptée pour justifier les mesures de protection passives et actives, les exigences des autorités peuvent être moins descriptives et permettre des stratégies alternatives.

(22) Cette Partie 1.2, avec l'ENV 1991-2-2, fournit les compléments à l'ENV 1994-1-1 nécessaires pour que les structures dimensionnées selon cet ensemble d'Eurocodes Structuraux satisfassent également aux exigences de résistance au feu.

(23) Des exigences supplémentaires concernant, par exemple :

- la possibilité d'installer et d'entretenir des systèmes de sprinkleurs ;
- les conditions d'occupation du bâtiment ou d'un compartiment d'incendie ;
- l'emploi de matériaux d'isolation ou de revêtement agréés, y compris leur entretien ;

ne figurent pas dans ce document, car elles font l'objet de spécifications émanant de l'autorité nationale.

Méthodes de calcul

- (24) Une méthode analytique complète pour le calcul du comportement au feu de structures prendra en compte le comportement du système structural à température élevée, l'exposition potentielle à la chaleur et les effets bénéfiques des systèmes de protection incendie actifs, ainsi que les incertitudes propres à ces trois facteurs et l'importance de la structure (conséquences d'une défaillance).
- (25) À ce jour, il est possible de définir une procédure pour déterminer la performance adéquate englobant certains de ces paramètres, si ce n'est tous, et de démontrer que la structure, ou ses composants, donnera une réponse correcte dans un incendie réel. Cependant, en Europe, la procédure la plus couramment utilisée reste celle qui est fondée sur les résultats d'essais au feu normalisé. Les systèmes de classement des règlements nationaux, qui demandent des durées spécifiques de résistance au feu, prennent en compte les facteurs précédents et leurs incertitudes (bien que cela ne soit pas indiqué explicitement).
- (26) Étant donné les limites de la méthode d'essai, d'autres essais ou analyses peuvent être utilisés. Néanmoins, les résultats d'essais à l'incendie normalisé constituent le corps des données pour les modèles de calcul du comportement au feu de structures. Par conséquent, cette prénorme traite principalement du calcul de la résistance à l'incendie normalisé.
- (27) L'application de cette Partie 1.2 de l'Eurocode 4 conjointement avec les actions thermiques de l'ENV 1991-2-2 est illustrée dans le tableau 0.1. Pour des dimensionnements selon cette partie, l'ENV 1991-2-2 est indispensable pour la détermination des champs de température dans les éléments de structure, ou bien, lorsque des méthodes de calcul avancées sont utilisées pour analyser la réponse de la structure.

(27) - CR L'application des méthodes de dimensionnement mentionnées dans le tableau 0.1 est limitée par les dispositions données à l'article AP.3.2 du présent document et à l'article AP.3.2 de l'EC1-2.2 DAN (actions sur les structures en cas d'incendie).

Tableau 0.1 : Méthodes de dimensionnement

Actions thermiques données dans l'ENV 1991-2-2	Suivant les spécifications nationales		Dimensionnement avec des valeurs tabulées données dans l'ENV 1994-1-2	Dimensionnement avec des modèles de calcul donnés dans l'ENV 1994-1-2
Courbe température-temps normalisée Autres courbes température-temps nominales	Pour vérifier	Les exigences de résistance au feu normalisé	Si pertinent* ou à partir d'essais de résistance au feu	Si pertinent*
		Les exigences de résistance à un autre feu nominal	Non applicable	Par des modèles de calcul avancés
Courbe température-temps normalisée Exposition à un feu paramétré	Pour vérifier	La résistance au feu - pour un temps équivalent d'exposition au feu	Non applicable	Par des modèles de calcul avancés
		La résistance au feu - pour une durée spécifiée ou - pour toute la durée de l'incendie	Non applicable	Par des modèles de calcul avancés
* Dépendant des méthodes de justification incluses dans ce document.				

Aides pour le calcul

- (28) Lorsque des modèles de calcul simples ne sont pas disponibles, les parties incendie de l'Eurocode donne des solutions de dimensionnement sous forme de valeurs tabulées (basées sur des essais ou sur des modèles de calcul avancés), qui peuvent être utilisées à l'intérieur des limites de validité spécifiées.
- (29) Il est prévu que les aides pour le calcul fondées sur les modèles de calcul donnés dans l'ENV 1994-1-2 seront préparées par des organismes extérieurs s'intéressant à ce domaine.

1 Généralités

1.1 Objet

(1)P Cette partie 1-2 de l'Eurocode 4 traite du calcul de structures mixtes acier-béton pour la situation accidentelle qu'est l'incendie ; elle est conçue pour être utilisée conjointement avec l'ENV 1994-1-1 et l'ENV 1991-2-2.

Cette partie 1.2 ne fait qu'identifier les différences avec le calcul à température normale, ou lui apporte des compléments.

(2)P Ce document ne traite que des méthodes passives de protection contre l'incendie. Les méthodes actives ne sont pas traitées.

(3)P Cette partie 1.2 s'applique à des structures qui doivent, pour des raisons globales de sécurité incendie, remplir certaines fonctions en cas d'exposition au feu, à savoir :

- éviter une ruine prématurée de la structure (fonction porteuse) ;

- limiter l'extension du feu (flammes, gaz chauds, température excessive) à certaines zones (fonction de séparation).

(4)P Cette partie 1.2 donne des principes (i)P et des règles d'application (j) (voir la section 1.2 de l'ENV 1994-1-1) pour dimensionner les structures conformément aux exigences spécifiées pour les fonctions mentionnées précédemment et les niveaux de performance.

(5) Dans ce document, on admet que les poteaux soumis aux conditions d'incendie sont échauffés de manière uniforme sur le pourtour de leur section, alors que les poutres supportant un plancher ne sont considérées qu'échauffées sur les trois côtés inférieurs.

(6) Dans le cas de poutres connectées à des dalles avec des tôles profilées en acier, on peut admettre un échauffement sur trois côtés, si au moins 90 % de la semelle supérieure du profilé en acier sont recouverts par la tôle.

(7)P Ce document ne s'applique qu'à des structures ou des parties de structures qui entrent dans le domaine d'application de l'ENV 1994-1-1 et qui sont dimensionnées en conséquence.

(8) Les types de sections mixtes acier-béton habituellement utilisées, qui ont été mis au point en partie pour répondre aux exigences de résistance au feu, sont décrites dans les figures 1.1 à 1.8.

(9)P Dans toutes les sections mixtes la connexion longitudinale entre l'acier et le béton doit être conforme aux principes de l'ENV 1994-1-1.

- (10) Des exemples typiques de dalles en béton avec tôles profilées en acier avec ou sans armature, sont donnés dans la figure 1.1.

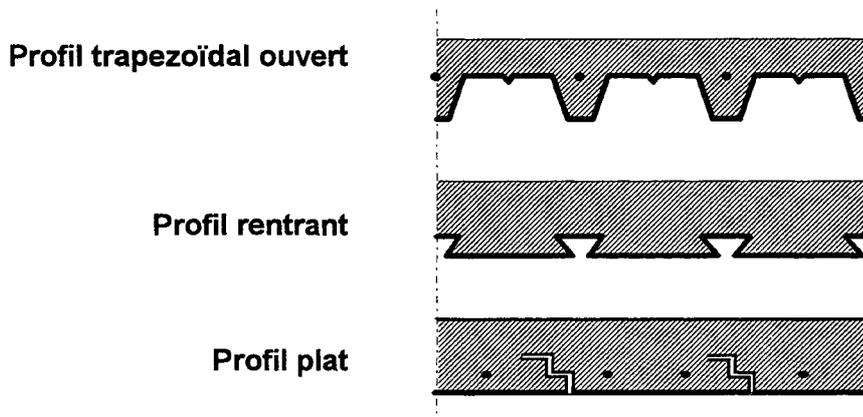


Figure 1.1

- (11) Des exemples typiques de poutres mixtes sont donnés dans les figures 1.2 à 1.5.

NOTE 1 : L'ENV 1994-1-1 ne donne pas de règles pour dimensionner à la température normale une poutre en acier partiellement enrobée dans une dalle comme indiqué en figure 1.4.

1.1 (11) NOTE 1 - C Pour les poutres en acier partiellement enrobées dans une dalle, une nouvelle annexe G de la partie 1.1 de l'Eurocode 4 est en préparation afin de pouvoir être incluse dans l'ENV 1994-1-1.

NOTE 2 : Des détails constructifs de poutres en acier partiellement enrobées de béton, telles que celles des figures 1.3 et 1.5, sont traités dans la section 5.

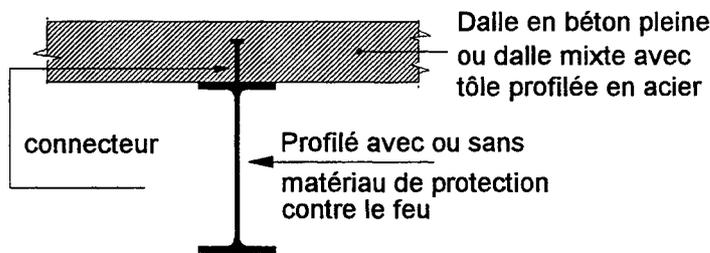


Figure 1.2 : Poutre mixte avec profilé en acier sans enrobage de béton

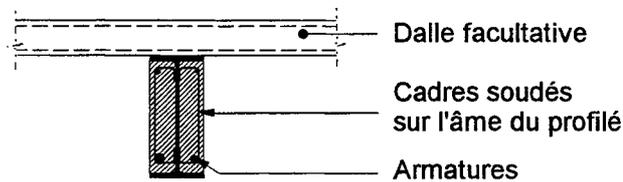


Figure 1.3 : Poutre en acier partiellement enrobée de béton

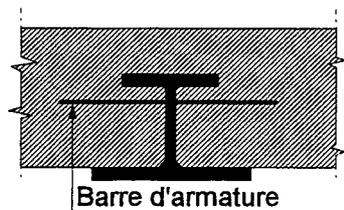


Figure 1.4 : Poutre en acier partiellement enrobée dans une dalle

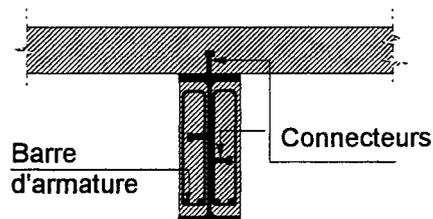


Figure 1.5 : Poutre mixte avec profilé en acier partiellement enrobé de béton

(12) Des exemples typiques de poteaux mixtes sont donnés dans les figures 1.6 à 1.8.

NOTE : Des dispositions constructives des poteaux mixtes sont traitées dans la section 5.

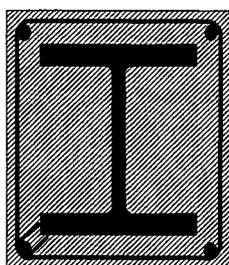


Figure 1.6 : Profilés enrobés de béton

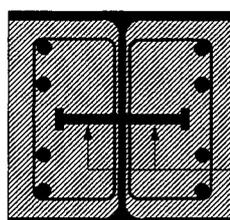


Figure 1.7 : Profilés partiellement enrobés

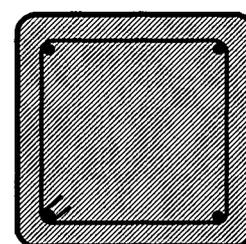


Figure 1.8 : Profils creux remplis de béton

(13) Les poteaux peuvent avoir d'autres formes de section telles que circulaire ou octogonale. Quand il y a lieu, les barres d'armature peuvent être remplacées par d'autres sections en acier telles que des demi profilés, des ronds pleins, etc.

(14) La résistance au feu de ce type d'éléments peut être augmentée en leur appliquant des matériaux de protection contre le feu.

NOTE : Les principes et règles donnés dans les sections 4.2, 4.3 et 5 s'appliquent à des éléments en acier directement exposés au feu et dont les surfaces ne comportent aucun matériau de protection, sauf mention spéciale.

(15)P Les propriétés des aciers de construction indiquées dans ce document correspondent aux nuances d'acier Fe 360, Fe 430 et Fe 510 de la norme EN 10025 (mars 1990) et aux nuances d'acier S275, S355, S420 et S460 de la norme EN 10113 (mars 1993).

NOTE : Actuellement, l'emploi des nuances d'acier S420 et S460 n'est pas couvert par l'ENV 1994-1-1.

1.1 (15)P - C La désignation des nuances d'acier selon NF EN 10025 actualisée (décembre 1993) est S235 pour Fe 360, S275 pour Fe 430 et S355 pour Fe 510.

Des règles sont en cours d'élaboration pour les nuances d'acier S420 et S460 afin d'être incluses dans l'ENV 1994-1-1.

- (16)P Pour tôles profilées en acier, se référer à la section 3.4 de l'ENV 1994-1-1.
- (17)P Les barres d'armature du béton doivent répondre à l'ENV 10080.
- (18)P Le béton de densité normale, tel que défini dans l'ENV 1994-1-1, est utilisable pour dimensionner au feu des structures mixtes. L'emploi de béton léger est autorisé pour les dalles mixtes connectées ou non aux poutres en acier.
- (19)P Les qualités de béton suivantes sont utilisables pour le dimensionnement au feu des structures mixtes.

Tableau 1

Qualité de béton	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
$f_{ck}(N/mm^2)$	20	25	30	35	40	45	50

NOTE 1 : L'emploi de qualités inférieures à celles indiquées ici, telles que les qualités C12/15 et C16/20 selon la section 3.1.2.4 de l'ENV 1992-1-1, n'est pas autorisé.

NOTE 2 : f_{ck} est la valeur caractéristique de compression du béton sur cylindre à 28 jours (identique à $f_{c,20^\circ C}$ de la section 3.2.2).

1.2 Normes de référence

- (1) Cette prénorme européenne comporte des informations sur d'autres publications, référencées et datées ou non. Ces références aux normes sont faites aux endroits appropriés du texte et les publications sont énumérées ci-après. Pour les références datées, les amendements ou les révisions postérieurs à la date de publication ne s'appliquent à cette prénorme européenne que s'ils y ont été incorporés par un amendement ou par une révision. Pour les références non datées, c'est la dernière édition qui s'applique.
- (2) Référence est faite aux normes CEN suivantes :

- EN 10025 Produits laminés à chaud en acier de construction non alliés - conditions techniques de livraison
- EN 10113 Produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins
 - Partie 1 : Conditions générales de livraison
 - Partie 2 : Conditions de livraison des aciers à l'état normalisé/laminage normalisant
 - Partie 3 : Conditions de livraison des aciers obtenus par laminage thermomécanique
- EN 10210 Profils creux pour la construction finis à chaud en aciers de construction non alliés et à grains fins
 - Partie 1 : Conditions techniques de livraison

- EN 10219 Profils creux pour la construction formés à froid en aciers de construction non alliés à grains fins
- Partie 1 : Conditions techniques de livraison
- EN YYY1 Essais de résistance au feu des éléments de construction
- Partie 1 : Exigences générales pour les essais de résistance au feu
- Partie 2 : Exigences additionnelles pour les essais de résistance au feu
- EN YYY3 Essais de résistance au feu des éléments porteurs
- Partie 1 : Résistance au feu pour les murs intérieurs
- Partie 2 : Résistance au feu pour les murs extérieurs
- Partie 3 : Résistance au feu pour les planchers
- Partie 4 : Résistance au feu pour les couvertures
- Partie 5 : Résistance au feu pour les poutres
- Partie 6 : Résistance au feu pour les poteaux
- ENV YYY5 Méthode d'essais pour la détermination de la contribution à la résistance au feu des éléments porteurs en construction
- Partie 1 : Ecrans protecteurs horizontaux
- Partie 2 : Ecrans protecteurs verticaux
- Partie 4 : Protection appliquée sur éléments en acier
- Partie 5 : Protection appliquée sur dalle mixte avec profilé nervuré en acier
- Partie 6 : Protection appliquée sur poteaux creux en acier remplis de béton
- ENV 1991 Eurocode 1: Bases de calcul et actions sur les structures
- Partie 1 : Base de projet
- Partie 2.1 : Actions sur les structures : densité, poids propre et surcharges
- Partie 2.2 : Actions sur les structures exposées au feu
- Partie 2.3 : Actions sur les structures : chargées de neige
- Partie 2.4 : Actions sur les structures chargées : de vent
- ENV 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
- Partie 1.1 : Règles générales et règles applicables aux bâtiments
- Partie 1.2 : Calcul du comportement au feu des structures

- ENV 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- Partie 1.1 : Règles générales et règles applicables aux bâtiments
 - Partie 1.2 : Calcul du comportement au feu des structures
 - Partie 1.3 : Eléments minces formés à froid et tôles
- ENV 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes (acier + béton)
- Partie 1.1 : Règles générales et règles applicables aux bâtiments

(2) Référence est faite à la norme ISO suivante :

- ISO 1000 Unités SI et recommandations pour l'emploi de leurs multiples et de certaines autres unités

1.3 Définitions

(1)P Les définitions suivantes s'appliquent pour l'utilisation de cette partie de l'Eurocode 4 :

actions indirectes du feu : Dilatation thermique, déformations thermiques, ou gradients de température, entraînant des forces et des moments.

1.3 (1)P - C₁ Il s'agit d'effets mécaniques.

actions thermiques : Actions sur la structure représentées par le flux thermique net agissant sur les éléments.

analyse de thermique : Méthode de détermination de l'évolution de la température dans des éléments à partir des actions thermiques (flux thermique net) et des propriétés thermiques des matériaux constituant ces éléments et, éventuellement, des éléments protecteurs.

analyse globale de structure (en cas d'incendie) : Analyse de la structure complète lorsque la structure entière, ou seulement une partie de celle-ci, est soumise au feu.

~~Les actions indirectes du feu sont prises en considération dans l'ensemble de la structure~~

1.3 (1)P - I₁ La référence aux actions indirectes est faite au paragraphe 2.4.2 (1)P.

analyse par élément (en cas d'incendie) : Analyse thermique et mécanique d'un élément de structure exposé au feu dans laquelle l'élément est considéré individuellement, avec des conditions d'appuis et aux limites appropriées.

Les actions indirectes du feu ne sont pas prises en compte, exceptées celles résultant de gradients thermiques.

analyse par sous-ensembles (en cas d'incendie) : Analyse de parties de la structure exposées au feu dans laquelle chaque partie concernée est considérée individuellement, avec des conditions d'appuis et aux limites appropriées.

[Les actions indirectes du feu dans chaque sous-ensemble sont prises en compte, mais non les interactions avec d'autres parties de la structure, dépendantes du temps]

NOTE 1 Quand les effets des actions indirectes du feu dans le sous-ensemble sont négligeables, l'analyse par sous-ensemble se ramène à une analyse par élément.

NOTE 2 Quand les effets des actions indirectes du feu entre des sous-ensembles sont négligeables, l'analyse par sous-ensemble se ramène à une analyse globale de structure.

1.3 (1)P - I₂ La référence aux actions indirectes est faite à l'article 2.4.3 (3).

calcul à température normale : Calcul à l'état limite ultime à température ambiante selon l'ENV 1994-1-1 pour la combinaison fondamentale de l'ENV 1991-1.

coefficient de transfert thermique par convection α_c [W/m²K] : flux thermique convectif vers l'élément relatif à la différence de température entre le gaz entourant la surface concernée de l'élément et cette surface.

compartiment d'incendie : Espace à l'intérieur d'un bâtiment, s'étendant sur un ou plusieurs niveaux et délimité par des éléments de séparation tels que la propagation du feu au delà soit empêchée pendant la durée appropriée d'exposition au feu.

conditions aux appuis et aux limites : Effets des actions et des liaisons aux appuis et aux limites lors de l'analyse d'une structure complète ou seulement de parties de celle-ci.

courbes température-temps : Températures des gaz au voisinage des surfaces de l'élément en fonction du temps. Elles peuvent être :

- nominales, en terme de courbes conventionnelles adoptées pour la classification ou la vérification de la résistance au feu ; par exemple, la courbe température-temps normalisée ;
- paramétrées, c'est à dire déterminées à partir de modèles de feu et de paramètres physiques spécifiques décrivant les conditions dans le compartiment d'incendie.

courbe température-temps normalisée : Courbe température-temps nominale donnée dans l'ENV 1991-2-2.

critère de résistance mécanique "R" : Critère permettant d'estimer la capacité d'une structure ou d'un élément de structure à résister aux actions spécifiées pendant l'exposition à un feu donné.

critère d'étanchéité "E" : Critère permettant d'estimer la capacité d'un élément de séparation à empêcher le passage des flammes et des gaz chauds.

critère d'isolation thermique "I" : Critère permettant d'estimer la capacité d'un élément de séparation à éviter une transmission excessive de chaleur.

densité de charge calorifique [MJ/ m²] : Charge calorifique par unité de surface de plancher q_f ou de surface totale des parois de l'enceinte q_t , y compris les ouvertures.

densité de charge calorifique de calcul q_d [MJ/m²] : Densité de charge calorifique prise en compte pour déterminer les actions thermiques dans le calcul au feu ; la valeur de q_d tient compte des incertitudes et des exigences de sécurité.

effets des actions E : Moments, forces, déformations, déplacements.

élément de séparation : Élément structural ou non (mur ou plancher) contribuant à délimiter un compartiment d'incendie.

élément extérieur : Élément de structure situé à l'extérieur du bâtiment, qui peut être exposé au feu sortant par les ouvertures de la façade.

éléments protégés : Éléments pour lesquels des dispositions sont prises pour limiter dans ces éléments l'élévation de température due au feu.

éléments structurels : Éléments porteurs d'une structure, y compris les contreventements.

émissivité résultante ε_{res} [-] : Rapport entre le flux thermique de rayonnement effectif sur l'élément et le flux thermique net qui se produirait si l'élément et son environnement rayonnant étaient considérés comme des corps noirs.

facteur de vue : Angle solide à l'intérieur duquel le milieu rayonnant peut être vu d'un point particulier de la surface de l'élément, divisé par 2π .

feu de calcul : Développement d'un feu donné pris comme hypothèse pour les calculs.

flux thermique net h_{net} [W/m²] : Énergie absorbée par les éléments par unité de temps et de surface.

fonction de séparation : Aptitude d'un élément de séparation à empêcher la propagation du feu par le passage de flammes ou de gaz chauds (voir étanchéité), ou par l'inflammation au delà de la face exposée au feu (voir isolation) pendant l'exposition à un feu donné.

fonction porteuse : Aptitude d'une structure ou d'un élément de structure à résister à des actions spécifiées pendant l'exposition au feu donné, selon des critères définis.

mur coupe-feu : Mur séparant deux espaces (généralement deux bâtiments) conçu pour résister au feu ; il doit résister à des efforts horizontaux de manière à éviter la propagation du feu en cas d'incendie et de ruine de la structure d'un côté du mur.

résistance au feu : Aptitude d'une structure, d'une partie de structure ou d'un élément de structure à remplir les fonctions exigées (fonction porteuse ou de séparation) pour une exposition au feu donnée et pendant un temps donné.

résistance au feu normalisée : Aptitude d'une structure ou d'une de ses parties (en général, seulement des éléments) à remplir les fonctions (fonction porteuse ou fonction de séparation), pendant l'exposition à un échauffement selon la courbe température-temps normalisée et pendant une durée définie.

température critique de l'acier de construction : Température à laquelle la ruine est présumée se produire dans un élément en acier de température uniforme et pour un niveau de chargement donné.

1.3 (1)P - C₂ Le niveau de chargement s'entend comme le rapport entre l'effet des actions agissant en situation d'incendie et l'effet des actions conduisant à la ruine de l'élément à température normale.

1.4 Symboles

(1)P En supplément à l'ENV 1994-1-1, les symboles et unités suivants sont employés :

A	aire de la section transversale
A_m	surface d'élément directement échauffée, par unité de longueur
A_m / V	facteur de massivité d'un élément de structure
E 30	ou E 60,..... élément satisfaisant au critère d'étanchéité pendant 30 min, ou 60 min d'exposition au feu normalisé

1.4 (1)P - C₁ Pour les éléments porteurs, la notion d'étanchéité ne peut pas être considérée indépendamment de la résistance mécanique. Dans ce cas RE 30 ou RE 60 correspond à PF 1/2 h ou PF 1 h.

$E_{a,20^\circ\text{C}} ; E_{s,20^\circ\text{C}}$	valeur caractéristique du module d'élasticité à 20 °C de l'acier de construction ou de l'acier des armatures
$\bar{E}_{a,\theta} ; \bar{E}_{s,\theta}$	valeur caractéristique du module d'élasticité dans le domaine linéaire de la courbe contrainte-déformation de l'acier de construction ou des armatures, à température élevée
$E_{c,\text{sec},\theta}$	valeur caractéristique du module sécant du béton en situation d'incendie, donné par $f_{c,\theta}$ divisé par $\epsilon_{cu,\theta}$
$E_{c0,\theta}$	valeur caractéristique du module tangent du béton à l'origine de la courbe contrainte-déformation du béton, en situation d'incendie et pour un chargement de courte durée
E_d	valeur de calcul de l'effet des actions à la température normale
$E_{fi,d}$	valeur de calcul de l'effet des actions en situation d'incendie et supposée indépendante du temps
$E_{fi,d,t}$	valeur de calcul de l'effet des actions, comprenant les actions indirectes du feu et les charges, les forces et moments en situation d'incendie, au temps t
I 30	ou I 60, élément satisfaisant au critère d'isolation thermique pendant 30 min, ou 60 min d'exposition au feu normalisé

1.4 (1)P - C₂ Pour les éléments porteurs ne peut pas être considérée indépendamment des notions d'étanchéité et de résistance mécanique. Dans ce cas, REI 30 ou Rurs, la notion d'isolation thermique EI 60 correspond à CF 1/2 h ou CF 1 h.

L	longueur d'épure entre planchers
$M_{fi,Rd}^+ ; M_{fi,Rd}^-$	valeur de calcul du moment résistant en travée et sur appuis en situation d'incendie
$N_{fi,cr}$	charge critique élastique (= charge de flambement d'Euler) en situation d'incendie
$N_{fi,pl,Rd}$	valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale en situation d'incendie
$N_{fi,Rd}$	valeur de calcul de la résistance d'un élément en compression axiale et en situation d'incendie (= résistance de calcul au flambement)
$P_{fi,Rd}$	valeur de calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur en situation d'incendie
R 30	ou R 60, élément satisfaisant au critère de résistance mécanique pendant 30 min, ou 60 min d'exposition au feu normalisé

1.4 (1)P - C₃ R 30 ou R 60 correspondent à SF 1/2 h ou SF 1 h.

R_d	charge portante de calcul à température normale
$R_{fi,d,t}$	charge portante de calcul en situation d'incendie, au temps t
V	volume d'un élément par unité de longueur
c	chaleur spécifique, ou courbe de flambement, ou enrobage de béton du nu du béton au contour de l'élément en acier
e	épaisseur de profilé ou de profil creux
$f_{amax,\theta} ; f_{smax,\theta}$	valeur caractéristique du niveau de contrainte maximum de la courbe contrainte-déformation tronquée de l'acier de construction ou de l'acier d'armature, en situation d'incendie
$f_{ap,\theta} ; f_{sp,\theta}$	valeur caractéristique de la limite de proportionnalité de l'acier de construction ou d'armature, à température élevée
$f_{au,\theta} ; f_{vu,\theta}$	valeur caractéristique de la contrainte de rupture en traction de l'acier de construction ou de l'acier des goujons de connection, en situation d'incendie
$f_{ay,20^\circ C} ; f_{sy,20^\circ C}$	valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier de construction ou d'armature à 20 °C

$f_{c,20^{\circ}\text{C}} ; f_{ck}$	valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur éprouvette cylindrique à 28 jours
$f_{c,\theta}$	valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton sur éprouvette cylindrique en situation d'incendie
$f_{c,\theta,20^{\circ}\text{C}}$	valeur caractéristique de la résistance à la compression résiduelle du béton sur éprouvette cylindrique, chauffé puis refroidi à 20 °C
$f_{fi,d}$	résistance de calcul en situation d'incendie
k_{θ}	facteur de réduction d'une résistance ou d'une propriété de déformation dépendant de la température du matériau
ℓ	longueur ou longueur de flambement
t	temps écoulé pendant l'exposition au feu
$t_{fi,d}$	valeur de calcul de la durée de résistance d'un élément au feu normalisé
$t_{fi,requ}$	durée requise de résistance au feu normalisé
u_i ou u_{si}	distance entre le nu du béton et l'axe d'une barre d'armature
α_c	coefficient de transfert thermique par convection
$\chi ; \varphi ; k$	coefficients et facteurs de réduction ou de correction
δ	excentricité
Δt	intervalle de temps
ε	déformation
$\varepsilon_{ce,\theta}$	déformation maximale du béton en situation d'incendie
$\varepsilon_{cu,\theta}$	déformation du béton correspondant à $f_{c,\theta}$
ε_m	coefficient d'émissivité relatif à la surface d'un élément
ε_{res}	émissivité résultante
\varnothing	diamètre d'une barre d'armature
γ_G	coefficient partiel de sécurité pour les actions permanentes G_k
γ_{GA}	même définition que pour γ_G , mais pour le calcul en situation accidentelle

$\gamma_{M,fi}$	coefficient partiel de sécurité d'un matériau en situation d'incendie
γ_Q	coefficient partiel de sécurité pour les actions variables Q_k
η	taux de chargement par référence à l'ENV 1994-1-1
η_{fi}	facteur de réduction appliqué à E_d afin d'obtenir $E_{fi,d}$
$\eta_{fi,t}$	niveau de charge en situation d'incendie
λ	conductivité thermique
$\bar{\lambda}$	élancement réduit
θ	température
θ_0	température initiale des gaz
θ_a	température de l'acier de construction
θ_{cr}	température critique d'un élément de structure
θ_s	température d'une barre d'armature
θ_t	température des gaz à l'instant t
ρ	masse volumique
$\sigma_{fi,d}$	contraintes de calcul en situation d'incendie
ξ	rapport global entre la valeur caractéristique de l'action variable de base $Q_{k,1}$ et la valeur caractéristique de l'action permanente G_k , appliquées à un élément de structure mixte
$\Psi_{1,1}$	coefficient de combinaison selon le tableau 4 de l'ENV 1991-1

(2)P En supplément à l'ENV 1994-1-1, les indices suivants sont employés :

a	acier de construction
c	béton ou convection
cr	critique
d	valeur de calcul
e	valeur extrême
eff	efficace
f	semelle d'un profilé
fi ; θ	identifiants des valeurs relatives au calcul au feu
k	valeur caractéristique

p	matériau de protection contre le feu ou limite de proportionnalité
r ; s	barres d'armature
r	rayonnement
t	durée d'exposition à l'incendie
u	valeur relative à la rupture ou à la résistance ultime
v	connecteur
w	âme d'un profilé ou soudure

(3) Lorsque d'autres symboles sont utilisés, ils sont définis au fur et à mesure.

1.5 Unités

(1)P Le système SI doit être utilisé, en conformité avec l'ISO 1000.

(2) En supplément à l'ENV 1994-1-1, il convient d'utiliser les unités suivantes dans les calculs :

température θ	°C
chaleur spécifique c	J/kgK
coefficient de transfert thermique par convection α_c	W/m ² K
conductivité thermique λ	W/mK

2 Principes de base

2.1 Performances exigées

(1)P Les éléments doivent satisfaire comme suit aux critères de ruine "R, E et I" :

- pour la fonction porteuse seule : "R" ;
- pour la fonction de séparation seule : "E et I" ;
- pour les fonctions porteuse et de séparation simultanées : "R, E et I".

(2)P Quand une résistance mécanique est exigée au cours d'un incendie, les structures mixtes doivent être calculées et réalisées de manière à assurer leur fonction porteuse pendant l'exposition au feu appropriée - critère "R".

NOTE : La ruine de la structure correspond à une perte d'équilibre et peut être due à la rupture de sections, à une instabilité, à la formation de mécanismes par rotules plastiques, etc.

(3)P Des critères de déformation doivent être appliqués lorsque les moyens de protection ou les critères de calcul des éléments de séparation, nécessitent de tenir compte de la déformation de la structure porteuse.

2.1 (3)P - A Il n'y a pas lieu de vérifier la déformation des éléments de structure dans le cas des matériaux de protection étant donné qu'ils sont évalués en utilisant les méthodes d'essai mentionnées au paragraphe 3.3.2, et dans le cas d'éléments séparatifs, lorsque l'action du feu prise en considération est un feu nominal (ENV 1991-2-2 paragraphe 4.2).

(4) Il peut être nécessaire de limiter les flèches pour éviter le glissement hors des appuis, la perte d'efficacité des protections rapportées ou la détérioration des éléments de séparation. Il peut être nécessaire de limiter l'allongement des suspentes pour qu'elles puissent assurer leur fonction.

2.1 (4) - A *Le glissement hors des appuis peut aussi être évité par des dispositions constructives.*

(5)P Lorsqu'un compartimentage est exigé, ses différents éléments doivent être calculés et réalisés de façon telle qu'ils puissent continuer à assurer leur fonction de séparation pendant l'exposition au feu appropriée, c'est-à-dire :

- absence de défaut d'étanchéité dû à des fissures, des trous ou autres ouvertures suffisamment importantes pour laisser passer des gaz chauds ou des flammes - critère "E" ;
- absence de perte d'isolation par dépassement sur la face non exposée des températures d'inflammation - critère "I" (voir (6)).

(6) Lorsqu'un compartimentage est exigé, l'augmentation moyenne de la température sur la face non exposée est limitée à 140 K et l'augmentation maximale à 180 K.

2.2 Actions

- (1)P Les actions mécaniques et thermiques doivent être prises dans l'ENV 1991-2-2, "Actions sur les structures exposées au feu".
- (2) Lorsque les règles données dans cette Partie 1.2 de l'Eurocode 4 ne sont applicables qu'à l'exposition au feu normalisé, mention en est faite dans les clauses concernées.
- (3) En complément au (3) de la section 4.2.1 de l'ENV 1991-2-2, le coefficient d'émissivité relatif à la surface du matériau de l'élément est $\varepsilon_m = [0,625]$ pour l'acier et $\varepsilon_m = [0,7]$ pour le béton.

2.3 Valeurs de calcul Des propriétés des matériaux

- (1)P Dans les calculs au feu, les valeurs de calcul des propriétés mécaniques et thermiques des matériaux $X_{fi,d}$ sont définies comme suit :

- propriétés thermiques pour analyse thermique :

- si un accroissement de la propriété est favorable à la sécurité :

$$X_{fi,d} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi}$$

- si un accroissement de la propriété est défavorable à la sécurité :

$$X_{fi,d} = \gamma_{M,fi} \cdot X_{k,\theta}$$

- résistance et propriétés de déformation pour analyse de la structure :

$$X_{fi,d} = k_\theta \cdot X_k / \gamma_{M,fi}$$

où :

$X_{k,\theta}$ est la valeur caractéristique de la propriété du matériau pour le calcul au feu ; elle dépend généralement de la température du matériau - voir section 3.3 ;

X_k est la valeur caractéristique de la résistance ou d'une propriété de déformation (généralement f_k ou E_k) pour le calcul à température normale selon l'ENV 1994-1-1 ;

k_θ est le facteur de réduction d'une résistance ou d'une propriété de déformation qui dépend de la température du matériau - voir la section 3.2 ;

$\gamma_{M,fi}$ est le facteur partiel de sécurité relatif à la propriété du matériau en cas de calcul au feu.

- (2)P Pour les propriétés thermiques de l'acier et du béton, on doit adopter le coefficient partiel de sécurité $\gamma_{M,fi} = [1,0]$ pour les calculs au feu.

- (3)P Pour les propriétés mécaniques de l'acier et du béton, on doit adopter pour les calculs au feu les coefficients partiels de sécurité $\gamma_{M,fi} = [1,0]$, $\gamma_{M,fi} = [1,0]$, $\gamma_{M,fi} = [1,0]$, $\gamma_{M,fi} = [1,0]$.

2.3 (3)P -1 Pour les propriétés mécaniques de l'acier et du béton, on doit adopter pour les calculs au feu les coefficients partiels de sécurité suivants :

$$\gamma_{M,fi,a} = 1,0 ; \gamma_{M,fi,s} = 1,0 ; \gamma_{M,fi,c} = 1,3 ; \gamma_{M,fi,v} = 1,0$$

- (4)P La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton doit être prise égale à $1,0 f_{c,20^{\circ}\text{C}}$ divisé par $\gamma_{M,fi,c}$, avant d'appliquer la réduction de résistance provoquée par la température et indiquée à la section 3.2.2. Si des modèles de calcul simplifiés sont utilisés pour des dalles, la résistance concernée doit être prise égale $0,85 f_{c,20^{\circ}\text{C}}$ divisé par $\gamma_{M,fi,c}$ avant d'appliquer la réduction de résistance due à la température.

NOTE : Le coefficient 0,85 est appliqué pour pouvoir utiliser une distribution rectangulaire des contraintes dans la dalle.

2.4 Méthodes de justification

2.4.1 Généralités

- (1)P Le modèle de structure adopté pour la conception et le calcul selon cette Partie 1.2 de l'Eurocode 4 doit refléter le comportement attendu de la structure complète en cas d'incendie.
- (2) L'analyse en situation d'incendie peut être effectuée avec l'une des méthodes indiquées dans les sections 2.4.2, 2.4.3 et 2.4.4.

2.4.2 Analyse globale de la structure

- (1)P L'analyse globale de la structure en situation *d'incendie* doit être effectuée en prenant en compte le mode de ruine approprié vis à vis de l'exposition au feu, les propriétés des matériaux et la rigidité des éléments dépendant de la température, et les effets dus aux dilatations et déformations thermiques.

2.4.2 (1)P - A Les actions indirectes du feu sont prises en compte dans l'ensemble de la structure.

- (2)P On doit vérifier que :

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$$

où :

$E_{fi,d,t}$ est l'effet des actions en cas d'incendie pris dans le calcul et déterminé à partir de la règle de combinaison accidentelle indiquée à la section F.3.1 de l'ENV 1991-2-2, y compris celui des actions indirectes du feu ;

$R_{fi,d,t}$ est la résistance de calcul en situation d'incendie ;

t est la durée d'exposition au feu correspondante.

2.4.2 (2)P - C Il convient de vérifier que cette condition est satisfaite dans les phases intermédiaires.

2.4.3 Analyse de parties de la structure

- (1) Comme alternative à l'analyse globale de la structure complète pour différentes situations d'incendie, une analyse de parties de structure ou de sous-ensembles peut être effectuée ; les sous-ensembles étant exposés au feu et analysés selon la section 2.4.2.
- (2) Les sous-ensembles sont choisis de façon telle que leur interaction avec les autres parties de la structure au niveau des conditions d'appuis et aux limites puisse être considérée comme indépendante du temps pendant l'exposition au feu.
- (3) Les valeurs de calcul des effets des actions aux appuis et aux limites des sous-ensembles au temps $t = 0$, $E_{fi,d,t} = 0$, sont supposées invariables pendant toute la durée d'exposition au feu.

2.4.3 (3) - A *Les actions indirectes du feu sont prises en compte dans le sous-ensemble.*

- (4) Comme approximation de l'analyse globale de la structure en situation d'incendie au temps $t = 0$, l'effet des actions $E_{fi,d}$ peut être obtenu à partir d'une analyse globale de la structure propre au dimensionnement à température normale, selon la section F.3.2 de l'ENV 1991-2-2 :

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d$$

où :

E_d est la valeur de calcul de l'effet des actions résultant de la combinaison fondamentale à température normale selon l'ENV 1991-1 ;

$$\eta_{fi} = (\gamma_{GA} + \psi_{1,1} \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q \xi)$$

avec $\xi = Q_{k1} / G_k$, le rapport global entre l'action variable de base et les actions permanentes appliquées à la structure. Voir la figure 2.1 pour information.

Si différentes valeurs de η_{fi} peuvent s'appliquer, il faut prendre la plus élevée.

(5) Pour des bâtiments courants en construction mixte, on peut prendre $\eta_{fi} = [0,6]$, et pour des structures de la catégorie E, $\eta_{fi} = [0,7]$.

2.4.3 (5) - I *Pour des bâtiments courants en construction mixte, on peut prendre $\eta_{fi} = 0,64$ et pour des bâtiments de catégorie E ($\psi_{1,1} = 0,9$), $\eta_{fi} = 0,69$.*

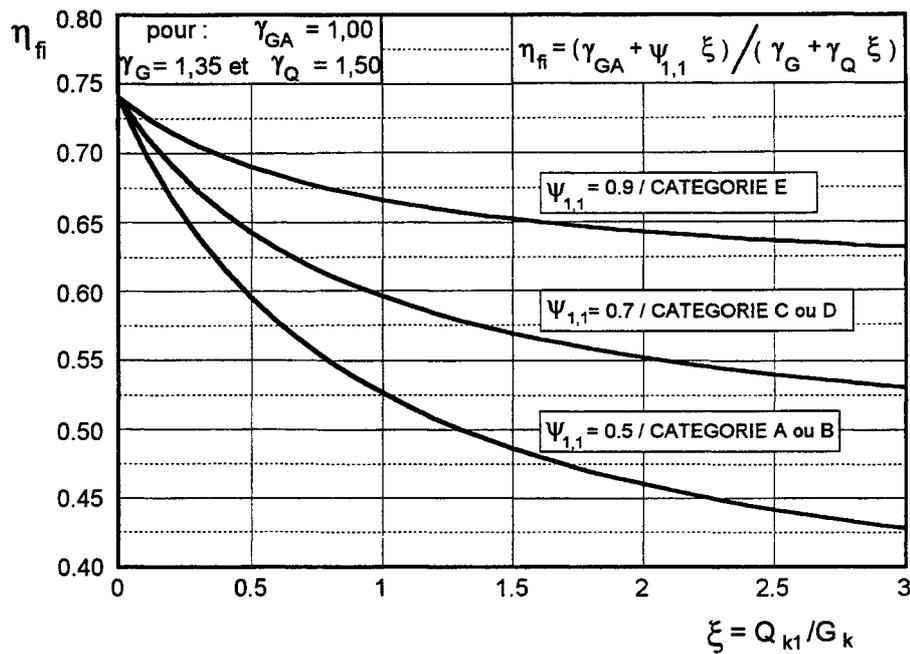


Figure 2.1

NOTE : Figure informative 2.1 selon (4) de la section 2.4.3 ; variation de η_{fi} en fonction de Q_{k1}/G_k et pour différentes valeurs de $\psi_{1,1}$ coefficient de combinaison d'après le tableau 4 de l'ENV 1991-1.

2.4.3 (5) - C Les catégories de bâtiments sont définies dans le tableau 9.3 de l'ENV 1991-1.

2.4.4 Analyse par éléments

- (1) Comme alternative à l'analyse globale de structure, il est possible d'analyser individuellement les éléments d'ossatures rigides en situation d'incendie.

2.4.4 (1) - C Les éléments de plancher peuvent être analysés individuellement (indépendamment de la rigidité des ossatures). Les ossatures rigides sont définies au paragraphe 5.2.5 de l'ENV 1993-1-1.

- (2) Les conditions d'appuis et de liaison des éléments au temps $t = 0$ peuvent être généralement supposées inchangées pendant toute la durée d'exposition au feu. Lorsque d'autres hypothèses sont applicables, mention en est faite dans les clauses appropriées.
- (3) Les forces et moments internes aux appuis et aux extrémités des éléments au temps $t = 0$, peuvent être supposés inchangés pendant toute la durée d'exposition au feu.
- (4) Pour l'analyse par élément, la valeur de calcul de l'effet des actions $E_{fi,d}$ peut être obtenue de la même manière qu'en (4) de la section 2.4.3.
- (5) Seuls les effets des déformations thermiques dues aux gradients thermiques sont à prendre en compte.
- (6) Une analyse par éléments est suffisante pour vérifier les exigences de résistance à l'incendie normalisé.

2.4.5 Dimensionnement basé sur l'expérimentation

2.4.5 - CR Les essais de résistance au feu doivent être effectués conformément à l'arrêté du 21 avril 1983 et à son protocole d'application.

- (1) Comme alternative à l'utilisation des méthodes de justification des sections 2.4.2, 2.4.3 et 2.4.4, le dimensionnement peut être effectué sur la base de résultats d'essais.
- (2) Lorsque le comportement au feu d'une structure ne peut pas être évalué de manière sûre par des règles reconnues, il convient d'effectuer des essais.
- (3) Les essais sont effectués sur une partie représentative de la structure pour connaître la résistance au feu de l'élément, ou pour fournir des données thermiques en vue d'une analyse ultérieure de la structure. Un seul essai est normalement suffisant dans ces circonstances.

NOTE : Des informations sur la réalisation des essais et sur leur interprétation pour évaluer la résistance au feu, ou sur des modèles de calcul complémentaires, figurent dans l'annexe informative H.

2.4.5 (3) - C Les résultats expérimentaux ne peuvent être utilisés qu'après correction par prise en compte du palier de vaporisation dû à la présence d'eau dans le béton. Le rapport du laboratoire d'essais donne les résultats ainsi corrigés.

3 Propriétés des matériaux

3.1 Généralités

- (1)P Les propriétés mécaniques et thermiques de l'acier et du béton doivent être déterminées à partir des clauses qui suivent. Pour des matériaux qui ne seraient pas indiqués ici, référence sera faite à la norme de produit CEN ou aux Agréments Techniques Européens correspondants.
- (2)P Les valeurs des propriétés de matériaux indiquées dans ce chapitre doivent être prises comme des valeurs caractéristiques, voir (1)P de la section 2.3.

(3) D'autres formulations des lois des matériaux peuvent être utilisées, sous réserve qu'elles fournissent des solutions qui restent dans le domaine validé par l'expérimentation.

3.1 (3) - I *Les protocoles de détermination des lois de comportement mécanique n'étant pas définis, il n'est pas possible d'utiliser d'autres formulations.*

NOTE : Les paramètres qui sont définis dans les sections 3.2.1, 3.2.2 et 3.2.3 prennent en compte, d'une manière approximative, les effets du fluage à température élevée. Comme les effets du fluage ne sont pas explicitement considérés, les propriétés des matériaux n'ont été vérifiées que pour des vitesses d'échauffement comprises entre 2 K/min et 50 K/min. Pour des vitesses d'échauffement en dehors de cette fourchette, il est nécessaire de démontrer explicitement la validité de la résistance et des propriétés de déformation.

3.1 (3) - A *Pour des vitesses d'échauffement supérieures à 50 K/min, on peut considérer que les effets du fluage sont pris en compte dans les propriétés mécaniques données aux paragraphes 3.2.1 à 3.2.3.*

3.2 Résistance et propriétés de déformations

3.2.1 Acier de construction

- (1)P La résistance et les propriétés de déformation de l'acier de construction à température élevée doivent être obtenues à partir des relations contrainte-déformation indiquées dans l'ENV 1993-1-2 et présentées dans la figure 3.1 et le tableau 3.1.
- (2) Les relations contrainte-déformation indiquées en figure 3.1 et dans le tableau 3.1 sont définies par trois paramètres :
- la pente du domaine linéaire élastique $\bar{E}_{a,\theta}$;
 - la limite de proportionnalité $f_{ap,\theta}$;
 - le niveau maximal de contrainte $f_{amax,\theta}$.

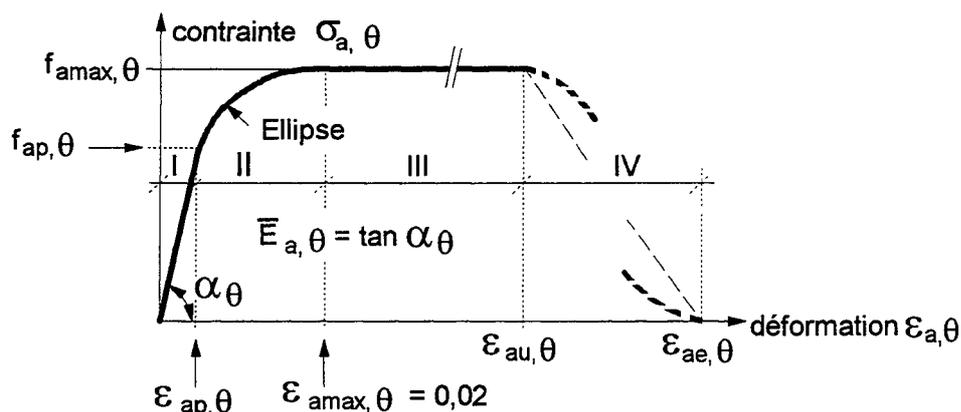


Figure 3.1 : Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation de l'acier de construction à températures élevées

- (3) Le tableau 3.2 donne, en fonction de la température de l'acier θ_a , les facteurs de réduction k_θ à appliquer à la valeur appropriée $E_{a,20^\circ\text{C}}$ ou $f_{ay,20^\circ\text{C}}$ pour déterminer les paramètres définis en (2). Pour des valeurs intermédiaires de température, on peut interpoler linéairement.
- (4)P Éventuellement pour des températures inférieures à 400°C , les relations contrainte-déformation indiquées en (1)P sont complétées par l'option tenant compte de l'érouissage dans le tableau 3.2, sous réserve que l'instabilité locale soit évitée et que le rapport $f_{au,\theta} / f_{ay,20^\circ\text{C}}$ soit limité à 1,25.

NOTE : L'option prenant en compte l'érouissage est détaillée dans l'annexe informative A.

- (5)P L'effet de l'érouissage ne doit être pris en compte que si l'analyse est basée sur des modèles de calcul avancés selon le paragraphe 4.4. Cela n'est autorisé que s'il est démontré qu'aucune ruine locale ne peut se produire en raison de l'augmentation des déformations (voilement, rupture par cisaillement, arrachement lamellaire ou épauffrement du béton ?).

3.2.1 (5)P - C Les restrictions liées à la ruine locale peuvent être levées si le modèle de calcul avancé les prend en compte dans sa modélisation.

NOTE : Les valeurs de $\varepsilon_{au,\theta}$ et de $\varepsilon_{ae,\theta}$ qui définissent le palier et la partie décroissante de la courbe de la figure 3.1, peuvent être prises dans l'annexe informative A.

- (6) La formulation des relations contrainte-déformation a été établie à partir d'essais de traction. Ces relations peuvent s'appliquer aussi à l'acier travaillant en compression.
- (7) En cas d'actions thermiques au sens de la section 4.3 de l'ENV 1991-2-2 (simulation sous incendie naturel), et en particulier pour la température décroissante, les valeurs indiquées dans le tableau 3.2 pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction peuvent être utilisées comme approximation suffisamment précise.

3.2.1 (7) - CR Voir clause 4.4.1 (7) pour les conditions d'utilisation.

Tableau 3.1 : Relation entre les différents paramètres du modèle mathématique de la figure 3.1

Domaine de déformation	contrainte σ	module tangent
I/élastique $\varepsilon \leq \varepsilon_{ap,\theta}$	$\bar{E}_{a,\theta} \varepsilon_{a,\theta}$	$\bar{E}_{a,\theta}$
II/transitoire elliptique $\varepsilon_{ap,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{amax,\theta}$	$\frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{amax,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2} + f_{ap,\theta} - c$ avec : $a^2 = (\varepsilon_{amax,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})(\varepsilon_{amax,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta} + c / \bar{E}_{a,\theta})$ $b^2 = \bar{E}_{a,\theta}(\varepsilon_{amax,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta})c + c^2$ $c = \frac{(f_{amax,\theta} - f_{ap,\theta})^2}{\bar{E}_{a,\theta}(\varepsilon_{amax,\theta} - \varepsilon_{ap,\theta}) - 2(f_{amax,\theta} - f_{ap,\theta})}$	$\frac{b(\varepsilon_{amax,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})}{a\sqrt{a^2 - (\varepsilon_{amax,\theta} - \varepsilon_{a,\theta})^2}}$
III/plastique $\varepsilon_{amax,\theta} \leq \varepsilon$ $\varepsilon \leq \varepsilon_{au,\theta}$	$f_{amax,\theta}$	0

Tableau 3.2 : Facteurs de réduction k_θ pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction

Température de l'acier θ_a [°C]	$k_{E,\theta} = \frac{\bar{E}_{a,\theta}}{E_{a,20^\circ\text{C}}}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{ap,\theta}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}}$	$k_{max,\theta} = \frac{f_{amax,\theta}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}}$
20	1,00	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,00	1,25
200	0,90	0,807	1,00	1,25
300	0,80	0,613	1,00	1,25
400	0,70	0,42	1,00	
500	0,60	0,36	0,78	
600	0,31	0,18	0,47	
700	0,13	0,075	0,23	
800	0,09	0,05	0,11	
900	0,067 5	0,037 5	0,06	
1 000	0,045	0,025	0,04	
1 100	0,022 5	0,012 5	0,02	
1 200	0,00	0,00	0,00	

3.2.2 Béton

- (1)P La résistance et les propriétés de déformation du béton chargé uniaxialement à température élevée doivent être obtenues à partir des relations contrainte-déformation de l'ENV 1992-1-2 et comme indiquées dans la figure 3.2.
- (2) Les relations contrainte-déformation de la figure 3.2 sont définies par deux paramètres :
 - la résistance à la compression $f_{c,\theta}$;
 - la déformation $\varepsilon_{cu,\theta}$ correspondant à $f_{c,\theta}$.
- (3) Le tableau 3.3 donne, en fonction de la température du béton θ_c , les facteurs de réduction $k_{c,\theta}$ à appliquer, à $f_{c,20^\circ\text{C}}$ pour déterminer $f_{c,\theta}$ et la déformation $\varepsilon_{cu,\theta}$. Pour des valeurs intermédiaires de la température, on peut interpoler linéairement.

NOTE : En raison des différentes manières de réaliser les essais sur les éprouvettes, les valeurs de $\varepsilon_{cu,\theta}$ présentent une dispersion importante, ainsi que l'indique le tableau B.1 de l'annexe informative B. Les valeurs de $\varepsilon_{ce,\theta}$ commandées pour définir la partie de courbe décroissante peuvent être prises dans l'annexe B.

- (4) Pour le béton léger (LC) les valeurs de $\varepsilon_{cu,\theta}$ si nécessaires, sont obtenues par des essais.
- (5) Les paramètres indiqués dans le tableau 3.3 sont valables pour toutes les qualités de béton siliceux. Avec des qualités de béton calcaire, les mêmes paramètres peuvent être utilisés car ils placent normalement en sécurité. Pour plus de précisions, se référer au tableau A.1.1, annexe 1 de l'ENV 1992-1-2.
- (6) En cas d'actions thermiques au sens de la section 4.3 de l'ENV 1991-2-2 (simulation sous incendie naturel), et en particulier pour la température décroissante, il convient de modifier le modèle mathématique des relations contrainte-déformation du béton indiqué en figure 3.2.

NOTE : Comme le béton ne retrouve pas sa résistance à la compression initiale lorsqu'il a été chauffé puis refroidi, les propositions figurant dans l'annexe informative C peuvent être utilisées.

3.2.2 (6) - CR Voir clause 4.4.1 (7) pour les conditions d'utilisation.

- (7) La résistance du béton à la traction peut être prise égale à zéro, ce qui place du côté de la sécurité.
- (8) Si la résistance à la traction est prise en compte, elle ne doit pas dépasser 10 % de la résistance à la compression correspondante.

3.2.2 (8) - C Cette possibilité ne concerne que les vérifications effectuées avec les modèles de calcul avancés.

- (9) En cas de contraintes de traction dans le béton, il faut prendre des modèles de relation contrainte-déformation comportant une branche descendante, tels que ceux présentés dans la figure 3.2.

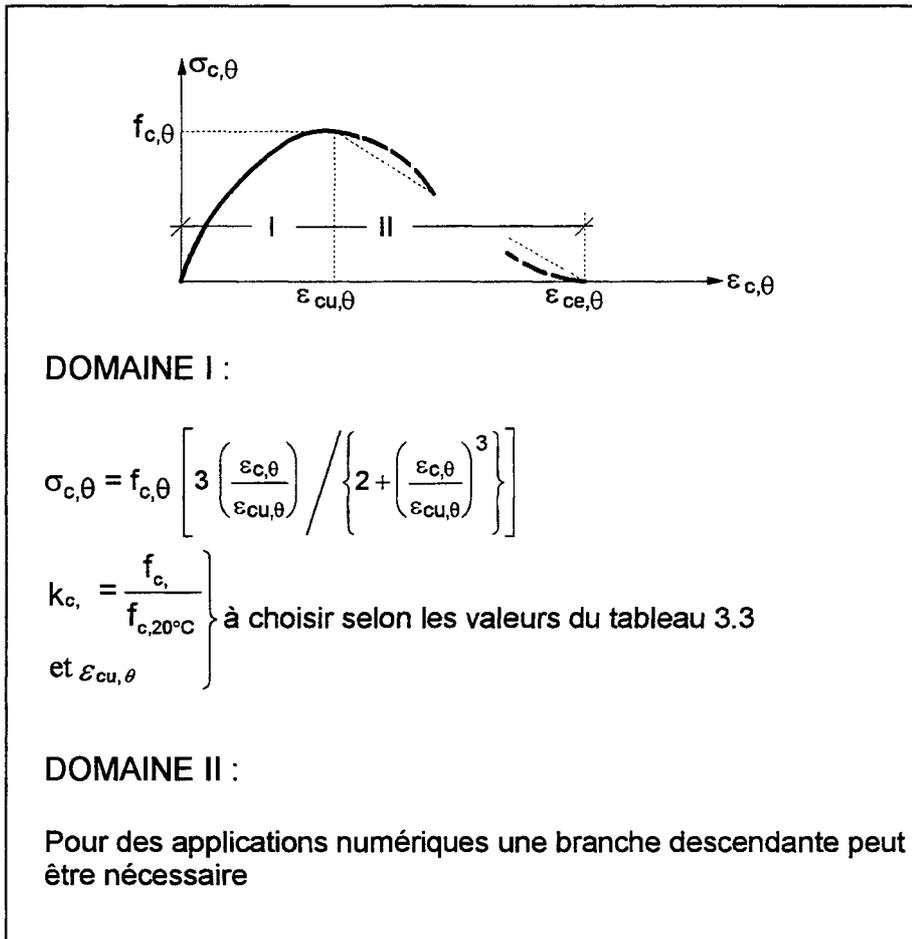


Figure 3.2 : Modèle mathématique des relations contrainte-déformation du béton en compression à température élevée

Tableau 3.3 : Valeurs des deux principaux paramètres des relations contrainte-déformation du béton de masse volumique courante (NC) et de béton léger (LC), à haute température

Température du béton θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta} / f_{c,20^\circ\text{C}}$		$\varepsilon_{cu,\theta} \times 10^3$
	NC	LC	NC
20	1	1	2,5
100	0,95	1	3,5
200	0,90	1	4,5
300	0,85	1	6,0
400	0,75	0,88	7,5
500	0,60	0,76	9,5
600	0,45	0,64	12,5
700	0,30	0,52	14,0
800	0,15	0,40	14,5
900	0,08	0,28	15,0
1 000	0,04	0,16	15,0
1 100	0,01	0,04	15,0
1 200	0	0	15,0

3.2.3 Aciers d'armature

- (1) La résistance et les propriétés de déformation à température élevée des aciers d'armature peuvent être obtenues avec le même modèle mathématique que celui utilisé pour les aciers de construction et présenté en section 3.2.1.
- (2) Les trois principaux paramètres pour les aciers d'armature laminés à chaud sont indiqués dans le tableau 3.2.
- (3) Les trois principaux paramètres pour les aciers d'armature formés à froid sont indiqués dans le tableau 3.4 (voir également le tableau A.4, annexe 1, de l'ENV 1992-1-2).

NOTE : (Dans cette partie 1.2), les armatures de précontraintes ne sont pas envisagées pour les structures mixtes.

- (4) En cas d'actions thermiques au sens de la section 4.3 de l'ENV 1991-2-2 (simulation sous incendie naturel), et en particulier pour les températures décroissantes, les valeurs indiquées dans le tableau 3.2 pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction peuvent être utilisées, comme une approximation suffisamment précise, pour les aciers d'armature laminés à chaud.

NOTE : À ce jour, on ne dispose pas de formulation validée des propriétés des aciers d'armature formés à froid pour les températures décroissantes.

3.2.3 (4) - C Dans le cadre d'une justification sous incendie naturel, il n'est pas possible de prendre en compte les aciers d'armature formés à froid.

3.2.3 (4) - CR Voir clause 4.4.1 (7) pour les conditions d'utilisation.

Tableau 3.4 : Valeurs des trois principaux paramètres ($E_{s,\theta}$; $f_{sp,\theta}$; $f_{smax,\theta}$) des relations contrainte-déformation pour les aciers d'armature formés à froid

Température de l'acier θ_s [°C]	$\frac{\bar{E}_{s,\theta}}{E_{s,20^\circ\text{C}}}$	$\frac{f_{sp,\theta}}{f_{sy,20^\circ\text{C}}}$	$\frac{f_{smax,\theta}}{f_{sy,20^\circ\text{C}}}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	0,96	1,00
200	0,87	0,92	1,00
300	0,72	0,81	1,00
400	0,56	0,63	0,94
500	0,40	0,44	0,67
600	0,24	0,26	0,40
700	0,08	0,08	0,12
800	0,06	0,06	0,11
900	0,05	0,05	0,08
1 000	0,03	0,03	0,05
1 100	0,02	0,02	0,03
1 200	0,00	0,00	0,00

3.3 Propriétés thermiques

3.3.1 Acier de construction et d'armature

- (1) La **dilatation thermique relative** de l'acier $\Delta\ell/\ell$, valable pour toutes les nuances d'aciers de construction et d'armature, peut être déterminée par les formules suivantes :

$$\Delta\ell/\ell = -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 \quad \text{pour } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta\ell/\ell = 11 \times 10^{-3} \quad \text{pour } 750 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta\ell/\ell = -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta_a \quad \text{pour } 860 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1\,200 \text{ }^\circ\text{C}$$

où :

ℓ est la longueur de l'élément en acier à 20 °C ;

$\Delta\ell$ est l'allongement de l'élément en acier du à la température ;

θ_a est la température de l'acier.

3.3.1 (1) - C La valeur de $\Delta\ell/\ell$ peut être utilisée à l'échelle locale et de manière isotrope.

- (2) La variation de la dilatation thermique relative en fonction de la température est montrée par la figure 3.3.
- (3) Dans les modèles de calcul simplifiés (voir la section 4.3), on peut admettre une variation linéaire de la dilatation thermique relative en fonction de la température de l'acier. Dans ce cas, la dilatation thermique relative est :

$$\Delta\ell/\ell = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20)$$

- (4) La **chaleur spécifique** de l'acier c_a , valable pour toutes les nuances d'aciers de construction et d'armature, peut être déterminée par les formules suivantes :

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \text{ J/kgK} \quad \text{pour } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 600 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_a = 666 - \left(\frac{13\,002}{\theta_a - 738} \right) \text{ J/kgK} \quad \text{pour } 600 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 735 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_a = 545 + \left(\frac{17\,820}{\theta_a - 731} \right) \text{ J/kgK} \quad \text{pour } 735 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 900 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$c_a = 650 \text{ J/kgK} \quad \text{pour } 900 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1\,200 \text{ }^\circ\text{C}$$

où :

θ_a est la température de l'acier.

3.3.1 (4) - I $c_a = 721 + \frac{5\,371}{738 - \theta_a} \text{ J/kgK}$ pour $600 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a < 735 \text{ }^\circ\text{C}$:

$c_a = 605 + \frac{7\,624}{\theta_a - 731} \text{ J/kgK}$ pour $735 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a < 900 \text{ }^\circ\text{C}$

- (5) La figure 3.4 montre la variation de la chaleur spécifique en fonction de la température.

- (6) Dans les modèles de calcul simplifiés (voir section 4.3), la chaleur spécifique peut être considérée comme indépendante de la température de l'acier. Dans ce cas, on doit prendre la valeur moyenne suivante :

$$c_a = 600 \text{ J/kgK}$$

- (7) La **conductivité thermique** de l'acier λ_a , valable pour toutes les nuances d'acier de construction et d'armatures, peut être déterminée par les formules suivantes :

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a \text{ W/mK} \quad \text{pour } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_a < 800 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\lambda_a = 27,3 \text{ W/mK} \quad \text{pour } 800 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1\,200 \text{ }^\circ\text{C}$$

où :

θ_a est la température de l'acier.

- (8) La figure 3.5 montre la variation de la conductivité thermique en fonction de la température.
- (9) Dans les modèles de calcul simplifiés (voir section 4.3), la conductivité thermique peut être considérée comme indépendante de la température de l'acier. Dans ce cas, on doit prendre la valeur moyenne suivante :

$$\lambda_a = 45 \text{ W/mK}$$

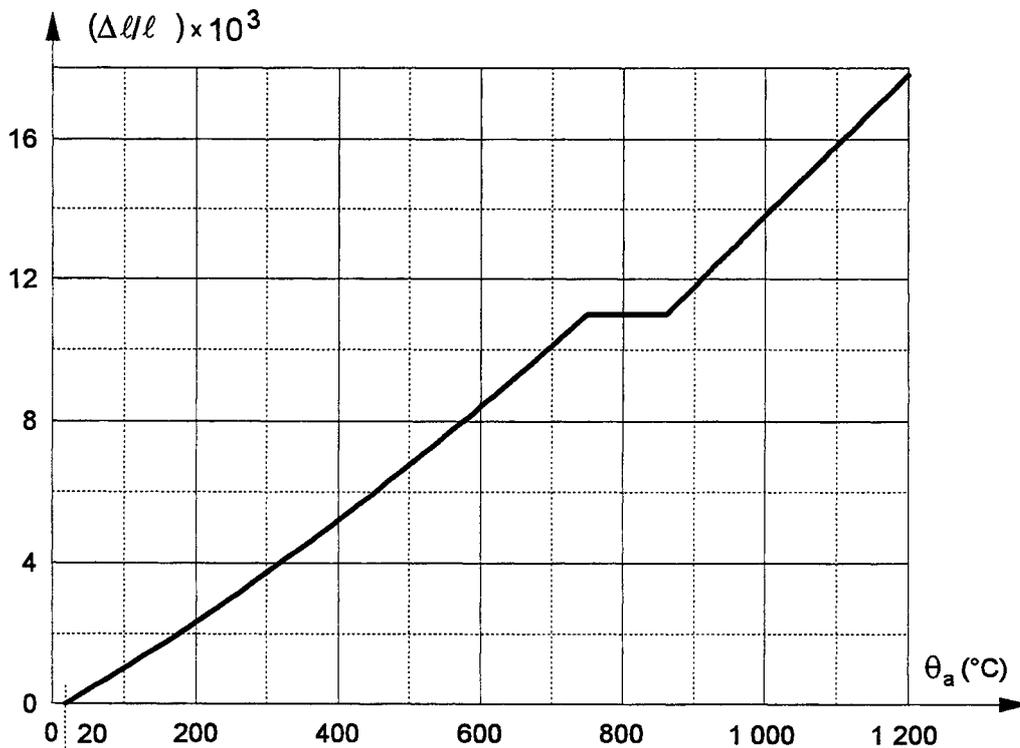
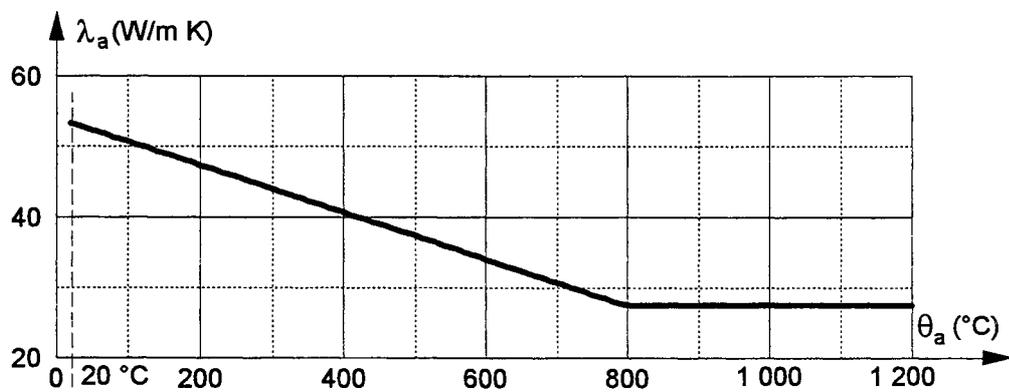
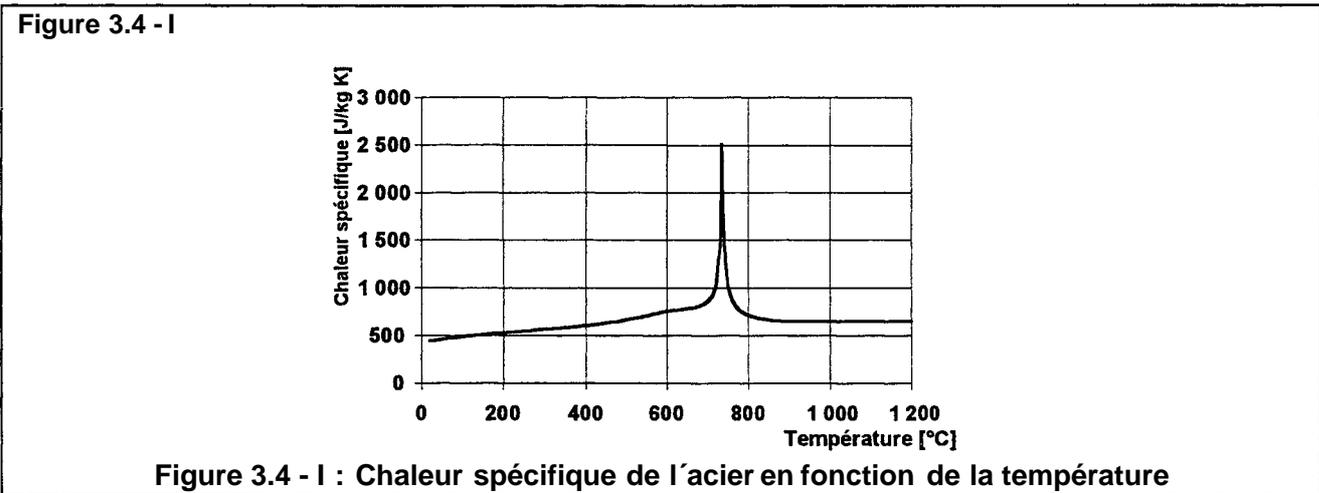
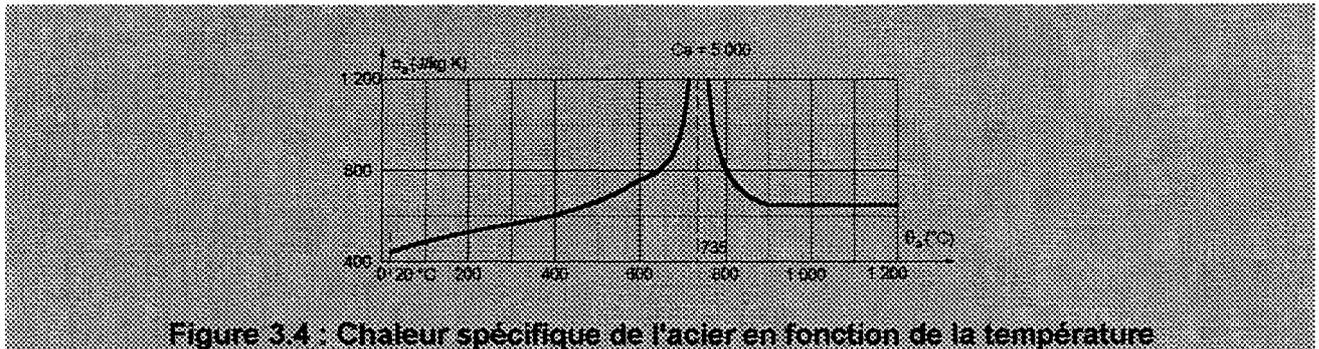


Figure 3.3 : Dilatation thermique relative de l'acier en fonction de la température



3.3.2 Béton de masse volumique courante

(1) La **dilatation thermique** relative $\Delta l/l$ du béton de masse volumique courante peut être déterminée par les formules suivantes :

$$\Delta l/l = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 \quad \text{pour } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 700 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta l/l = 14 \times 10^{-3} \quad \text{pour } 700 \text{ }^\circ\text{C} < \theta_c \leq 1\,200 \text{ }^\circ\text{C}$$

où :

ℓ est la longueur de l'élément en béton à 20 °C ;

$\Delta\ell$ est l'allongement de l'élément en béton dû à la température ;

θ_c est la température du béton.

3.3.2 (1) - C La valeur de $\Delta\ell/\ell$ peut être utilisée à l'échelle locale et de manière isotrope.

- (2) La figure 3.6 montre la dilatation thermique relative en fonction de la température.
- (3) Dans les modèles de calcul simplifiés (voir section 4.3), on peut admettre une variation linéaire de la dilatation thermique en fonction de la température du béton. Dans ce cas, la dilatation thermique relative est :

$$\Delta\ell/\ell = 18 \times 10^{-6} (\theta_c - 20)$$

- (4) La **chaleur spécifique** du béton de masse volumique courante c_c peut être déterminée par :

$$c_c = 900 + 80 (\theta_c/120) - 4 (\theta_c/120)^2 \text{ J/kgK} \quad \text{pour } 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 1\,200 \text{ °C}$$

où:

θ_c est la température du béton.

- (5) La figure 3.7 montre la variation de la chaleur spécifique en fonction de la température.
- (6) Dans les modèles de calcul simplifiés (voir la section 4.3), la chaleur spécifique peut être considérée comme indépendante de la température du béton. Dans ce cas, on doit prendre la valeur suivante :

$$c_c = 1\,000 \text{ J/kgK}$$

- (7) La **conductivité thermique** du béton de masse volumique courante peut être déterminée par :

$$\lambda_c = 2 - 0,24 (\theta_c/120) + 0,012 (\theta_c/120)^2 \text{ W/mK} \quad \text{pour } 20 \text{ °C} \leq \theta_c \leq 1\,200 \text{ °C}$$

où :

θ_c est la température du béton.

- (8) La figure 3.8 montre la variation de la conductivité thermique en fonction de la température.
- (9) Dans les modèles de calcul simplifiés (voir la section 4.3), la conductivité thermique peut être considérée comme indépendante de la température du béton. Dans ce cas, on doit prendre la valeur suivante :

$$\lambda_c = 1,60 \text{ W/mK}$$

- (10) Il convient de prendre en considération une teneur en eau du béton égale à la teneur en eau d'équilibre. Si cette valeur n'est pas disponible, la teneur en eau ne doit pas excéder 4 % de la masse du béton.
- (11) Dans le cas où la teneur en eau n'est pas explicitement prise en compte dans le bilan thermique, la fonction donnée en (4) pour la chaleur spécifique peut être complétée par un pic, indiqué sur la figure 3.7, et situé entre 100 °C et 200 °C, tel que :

$c_c^* = 1\,875 \text{ J/kgK}$ pour une teneur en eau de 2 % de la masse du béton ;

$c_c^* = 2\,750 \text{ J/kgK}$ pour une teneur en eau de 4 % de la masse du béton ;

$c_c^* = 5\,600 \text{ J/kgK}$ pour une teneur en eau de 10 % de la masse du béton.

Le dernier cas peut se produire pour des profils creux en acier remplis de béton.

3.3.2 (11) - C c_c^* est donnée à 130 °C.

- (12) Les paramètres indiqués dans la section 3.3.2 sont valables pour toutes les qualités de béton siliceux. Avec des qualités de béton calcaire, les mêmes paramètres peuvent être utilisés car ils placent normalement en sécurité. Si des données plus précises sont nécessaires, se référer à la section A.1.3, de l'ENV 1992-1-2.

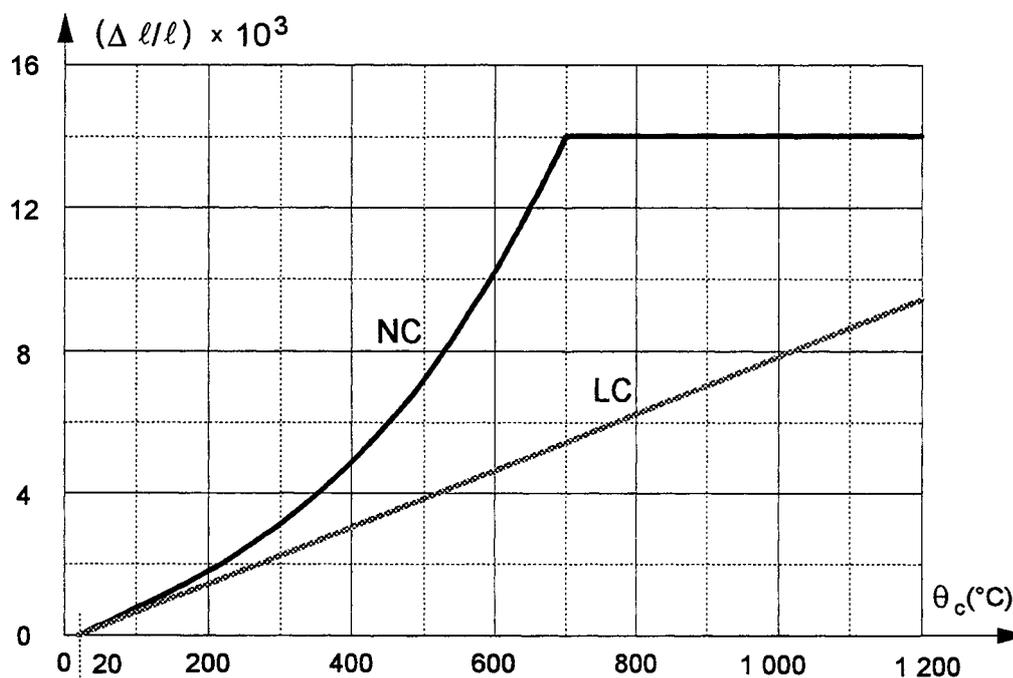


Figure 3.6 : Dilatation thermique relative du béton de masse volumique courante (NC) et du béton léger (LC) en fonction de la température

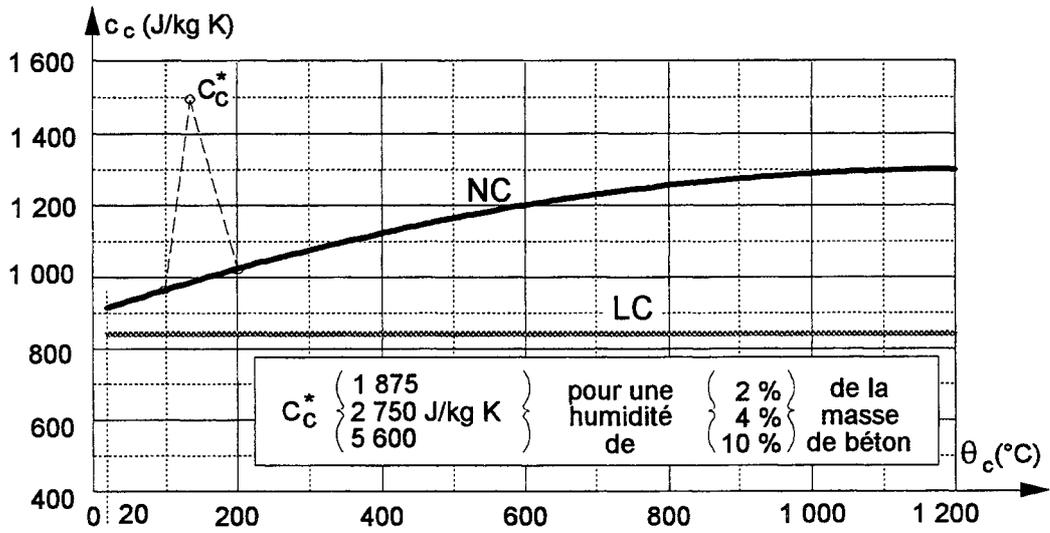


Figure 3.7 : Chaleur spécifique du béton de masse volumique courante (NC) et du béton léger (LC) en fonction de la température

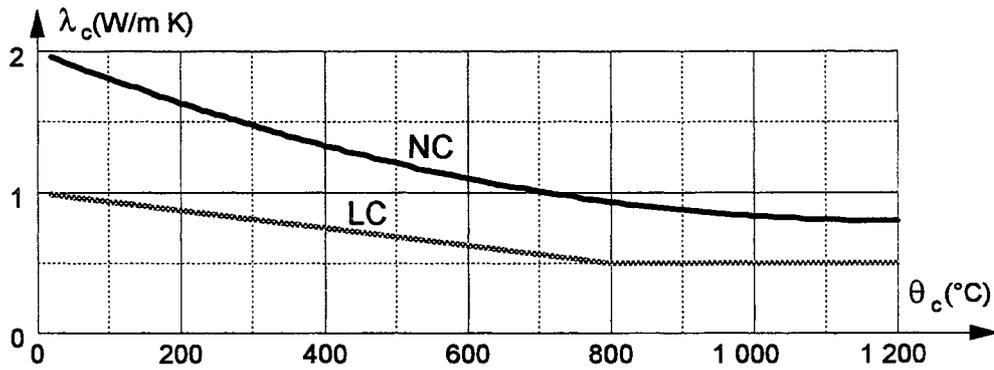


Figure 3.8 : Conductivité thermique du béton de masse volumique courante (NC) et du béton léger (LC) en fonction de la température

3.3.3 Béton léger

- (1) La **dilatation thermique relative** $\Delta\ell/\ell$ du béton léger peut être déterminée par la formule suivante :

$$\Delta\ell/\ell = 8 \times 10^{-6} (\theta_c - 20)$$

où :

ℓ est la longueur de l'élément en béton léger à 20 °C ;

$\Delta\ell$ est l'allongement de l'élément en béton léger dû à la température ;

θ_c est la température du béton léger [°C].

3.3.1 (1) - C La valeur de $\Delta\ell/\ell$ peut être utilisée à l'échelle locale et de manière isotrope.

- (2) La **chaleur spécifique** c_c du béton léger peut être considérée comme indépendante de la température :

$$c_c = 840 \text{ J/kgK}$$

- (3) La **conductivité thermique** λ_c du béton léger peut être déterminée par :

$$\lambda_c = 1,0 - (\theta_c / 1\ 600) \text{ W/mK} \quad \text{pour } 20 \text{ }^\circ\text{C} \leq \theta_c \leq 800 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\lambda_c = 0,5 \text{ W/mK} \quad \text{pour } \theta_c > 800 \text{ }^\circ\text{C}$$

- (4) Les figures 3.6, 3.7 et 3.8 montrent les variations de la dilatation thermique relative, de la chaleur spécifique et de la conductivité thermique en fonction de la température.
- (5) Il convient de prendre en considération une teneur en eau du béton égale à la teneur en eau d'équilibre. Si cette valeur n'est pas disponible, la teneur en eau ne doit pas excéder 5 % de la masse du béton.

3.3.4 Matériaux de protection contre le feu

- (1)P Les propriétés et les performances des matériaux de protection contre le feu doivent être prouvées en utilisant les procédures d'essais figurant dans les normes ENVyyy5-1, ENVyyy5-4 et ENVyyy5-6.

NOTE : Cela suppose que ces trois normes comporteront une exigence pour que les matériaux de protection demeurent cohérents et restent en place sur leurs supports pendant la durée d'exposition au feu appropriée.

3.3.4 (1)P - CR L'utilisation des parties du prENVYYY5 ne sera possible qu'après qu'elles aient été transposées en norme française et qu'elles aient été acceptées par le CECMI. Dans cette attente, il convient de se référer exclusivement aux documents mentionnés en AP.4.

3.4 Masse volumique

- (1)P La masse volumique de l'acier ρ_a doit être considérée comme indépendante de la température. On prendra la valeur suivante :

$$\rho_a = 7\ 850 \text{ kg/m}^3$$

- (2) La masse volumique du béton ρ_a peut être considérée comme indépendante de la température du béton.
- (3) Pour le béton de masse volumique courante non armé (NC), on peut prendre la valeur suivante :

$$\rho_{c,NC} = 2\ 300 \text{ kg/m}^3$$

3.4 (3) - C Pour la détermination du poids propre, on prend $2\,400\text{ kg/m}^3$.

(4)P La masse volumique du béton léger non armé (LC), considéré dans cette Partie 1.2 de l'Eurocode 4 pour le calcul au feu, doit être prise dans la fourchette suivante :

$$\rho_{c,LC} = 1\,600\text{ Kg/m}^3 \text{ à } 2\,000\text{ kg/m}^3$$

3.4 (4) - C Pour le dimensionnement à température normale, le DAN de l'ENV 1994-1-1 a limité, inférieurement à $1\,750\text{ kg/m}^3$, la masse volumique du béton léger.

4 Vérification des structures à l'incendie

4.1 Introduction

(1)P L'évaluation du comportement d'une structure pour la vérification à l'incendie doit être fondée sur les exigences du chapitre 5, Dispositions Constructives, et sur une des approches suivantes :

- solutions reconnues et présentées sous forme de valeurs tabulées, pour des types spécifiques d'éléments de structure ;
- modèles de calcul simplifiés pour des types spécifiques d'éléments de structure ;
- modèles de calcul avancés permettant de simuler le comportement de la structure entière (section 2.4.2), d'une partie de celle-ci (section 2.4.3) ou de seulement un de ces éléments (section 2.4.4).

(2)P L'utilisation de valeurs tabulées et de modèles simplifiés est réservée aux éléments de structure individuels, supposés être directement exposés au feu sur toute leur longueur. L'action thermique correspond aux conditions de l'incendie normalisé et on suppose que la distribution de température est uniforme sur toute la longueur de l'élément. Aucune extrapolation en dehors du domaine couvert par l'expérimentation n'est autorisée.

4.1 (2)P - C On admet que les valeurs tabulées et les méthodes simplifiées avec leur domaine d'application données dans les articles 4.2 et 4.3 satisfont cette dernière exigence.

(3)P Les valeurs tabulées et les modèles simplifiés donnent des résultats conservatifs par rapport aux essais ou aux modèles de calcul avancés.

4.1 (3)P - I Clause invalidée.

(4) Tout modèle de calcul simplifié similaire à ceux décrits en section 4.3 peut être utilisé, à condition qu'il satisfasse aux principes énoncés dans cette Partie 1.2 de l'Eurocode 4, et qu'il soit validé par un modèle de calcul avancé ou par des essais effectués sur les éléments de structure.

4.1 (4) - CR Pour être utilisés, de tels modèles doivent recevoir l'aval de la commission française de normalisation compétente et être entérinés par le Comité d'Etudes et de Classification des Matériaux par rapport au danger d'Incendie (CECMI).

(5)P Les modèles de calcul avancés traitent de la réponse, en cas d'incendie, d'éléments de structure, de sous-structures ou de structures complètes ; ils permettent, quand il y a lieu, d'évaluer l'interaction entre les parties de structure qui sont directement exposées au feu et celles qui ne le sont pas.

(6)P Dans les modèles de calcul avancés, les principes d'ingénierie doivent être appliqués de façon réaliste dans chaque cas spécifique.

(7)P Lorsqu'il n'est pas possible d'employer des valeurs tabulées ou des modèles de calcul simplifiés, il faut utiliser soit une méthode basée sur un modèle avancé soit une méthode basée sur des résultats d'essais.

4.1 (7)P - CR Voir 4.4 - CR pour les conditions d'utilisation des modèles de calcul avancés.

4.1 (7)P- C Voir 2.4.5 pour le dimensionnement basé sur l'expérimentation.

- (8)P Les niveaux de chargement sont définis comme étant le rapport entre l'effet des actions et la résistance de calcul :

$$\eta = \frac{E_d}{R_d} \leq 1,0 ; \text{ niveau de chargement selon l'ENV 1994-1-1,}$$

où :

E_d est l'effet de calcul des actions dans le dimensionnement à température normale ; et,

R_d est la résistance de calcul dans le dimensionnement à température normale ;

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{fi,d,t}}{R_d} ; \text{ niveau de chargement pour le calcul au feu ;}$$

où :

$E_{fi,d,t}$ est l'effet de calcul des actions en situation d'incendie, au temps t.

- (9)P Pour une analyse globale de structure (structure complète), les actions mécaniques doivent être combinées selon la combinaison accidentelle indiquée dans la section F.3.1 de l'ENV 1991-2-2.

- (10)P Pour tout type d'analyse de structures suivant les sections 2.4.2, 2.4.3 et 2.4.4, le critère de ruine "R" est atteint lorsque la résistance de calcul en situation d'incendie $R_{fi,d,t}$ a diminué jusqu'au niveau de l'effet de calcul des actions $E_{fi,d,t}$ en situation d'incendie, soit
- $$R_{fi,d,t} = E_{fi,d,t}.$$

- (11) Dans le modèle de calcul "Valeurs tabulées" de la section 4.2, $R_{fi,d,t}$ peut être calculé par
- $$R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d.$$

4.1 (11) - C Les valeurs tabulées sont généralement utilisées pour un dimensionnement ; la clause (11) peut permettre de connaître la résistance à chaud des éléments.

- (12) Les modèles de calcul simplifiés pour les dalles et les poutres peuvent être basés sur les distributions de température connue dans les sections, comme indiqué dans la section 4.3, et sur les propriétés des matériaux, comme indiqué dans le chapitre 3.
- (13) Lorsque les distributions de température dans les dalles et les poutres sont déterminées par d'autres méthodes appropriées ou par des essais, la résistance des sections peut être calculée directement en utilisant les propriétés des matériaux données dans le chapitre 3, à condition que l'instabilité ou d'autres modes de ruine prématurée soient évités.

- (14) Lorsqu'une poutre est connectée à une dalle, la résistance au cisaillement longitudinal assurée par les armatures transversales est déterminée selon la section 6.6.2 de l'ENV 1994-1-1. Dans ce cas, la contribution de la tôle d'acier nervurée n'est pas prise en compte si sa température dépasse 350 °C. La largeur participante (de dalle) à haute température peut être celle indiquée dans la section 4.2.2 de l'ENV 1994-1-1.
- (15) La règle (14) suppose que l'enrobage de béton de ces armatures transversales satisfait aux conditions de la section 4.2.7 de l'ENV 1992-1-2.

4.2 Valeurs tabulées

4.2 - C Les tableaux 4.1, 4.6 et 4.7 permettent de lier le critère de résistance au feu d'éléments de structure à leur niveau de chargement $\eta_{fi,t}$ et à des dispositions géométriques et constructives de leur section transversale. En pratique, on peut supposer indépendant du temps l'effet des actions de calcul en situation d'incendie $E_{fi,d,t}$ et donc le niveau de chargement, comme indiqué en 4.2.1 (3). Dans ces conditions, l'utilisation de ces tableaux peut s'effectuer de deux manières :

- en dimensionnement, on calcule les effets des actions E_d et $E_{fi,d}$ à partir des combinaisons d'actions appropriées et on adopte (en sécurité) le rapport $E_{fi,d}/E_d$ comme valeur de $\eta_{fi,t}$; en fonction de cette valeur et de la durée de stabilité recherchée, les tableaux permettent d'arrêter des dispositions géométriques et constructives de la section transversale ; le dimensionnement de cette section est ensuite complété pour assurer la résistance à température ambiante, c'est à dire assurer $R_d \geq E_d$.
- en vérification, la résistance de calcul à température normale R_d est connue ; on calcule $E_{fi,d}$ pour en déduire le niveau de chargement $\eta_{fi} = E_{fi,d} / R_d$; en fonction de cette dernière valeur et des dispositions géométriques et constructives de la section transversale, les tableaux fournissent la durée de stabilité atteinte.

4.2.1 Domaine d'application

- (1) Les règles suivantes s'appliquent à l'analyse d'éléments selon la section 2.4.4. Elles ne sont valables que dans les conditions de l'incendie normalisé.
- (2) Les données indiquées ci-après dépendent du niveau de chargement $\eta_{fi,t}$ selon (8)P, (10)P et (11) de la section 4.1.

4.2.1 (2) - C Les valeurs indiquées pour un $\eta_{fi,t}$ donné sont également utilisables pour un $\eta_{fi,t}$ inférieur.

- (3) L'effet de calcul des actions en situation d'incendie, supposé être indépendant du temps ; peut être pris égal à $E_{fi,d}$ selon (4) de la section 2.4.4.
- (4)P On doit vérifier que $E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t}$.
- (5) Une interpolation linéaire est autorisée pour tous les paramètres physiques indiqués dans les tableaux de valeurs 4.1 à 4.7.

NOTE : Le signe "-" dans les tableaux signifie que le classement n'est pas possible à l'heure actuelle.

4.2.2 Poutres mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé de béton

- (1) Les poutres mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé de béton (figure 1.5) peuvent être classées en fonction de leur niveau de chargement $\eta_{fi,t}$, de la largeur b de la poutre et de l'aire A_s des armatures additionnelles rapportée à l'aire A_f de la semelle inférieure, comme indiqué dans le tableau 4.1.

- (2) Les valeurs indiquées dans le tableau 4.1 sont valables pour des poutres sur appuis simples.
- (3) Pour la détermination de R_d et de $R_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} R_d$ en liaison avec le tableau 4.1, les conditions suivantes sont à prendre en compte :
- l'épaisseur de l'âme e_w ne dépasse pas 1/15 de la largeur b ;
 - l'épaisseur de la semelle inférieure e_f ne dépasse pas deux fois l'épaisseur de l'âme e_w ;
 - l'épaisseur de la dalle de béton h_c est d'au moins 120 mm ;
 - la section des armatures additionnelles rapportée à l'aire totale située entre les semelles $A_s/(A_c+A_s)$ ne dépasse pas 5 % ;
 - la valeur de R_d est calculée selon l'ENV 1994-1-1, à condition que:
 - la largeur participante de la dalle b_{eff} ne dépasse pas 5 m ;
 - les armatures additionnelles A_s ne soient pas prises en compte.
- (4) Les valeurs indiquées dans le tableau 4.1 sont valables pour la nuance d'acier de construction S355. Si une autre nuance est utilisée, les valeurs minimales d'armatures additionnelles indiquées dans le tableau 4.1 doivent être multipliées par le rapport entre la limite d'élasticité de cette nuance d'acier et la limite d'élasticité de la nuance d'acier S355.
- (5) Les valeurs indiquées dans le tableau 4.1 sont valables pour la nuance d'acier S500 employée pour les armatures additionnelles A_s .
- (6) Les valeurs indiquées dans les tableaux 4.1 et 4.2 sont valables pour des poutres connectées à des dalles en béton armé pleines.
- (7) Les valeurs indiquées dans les tableaux 4.1 et 4.2 peuvent être utilisées pour des poutres connectées à des dalles mixtes avec des tôles profilées en acier, si au moins 90 % de la face supérieure du profilé en acier sont directement recouverts par la tôle. Dans le cas contraire, les vides au-dessus des poutres doivent être remplis.

4.2.2 (7) - C Pour le calcul des 90 %, on peut prendre en compte les surfaces directement recouvertes par la dalle de béton.

- (8) Les matériaux utilisés pour remplir les vides doivent pouvoir assurer la protection de l'acier contre le feu (voir ENV yyy 5-4).

4.2.2 (8) - C Les matériaux aptes à protéger l'acier contre le feu selon les méthodes d'essais officielles françaises peuvent être utilisés également.

Le matériau utilisé doit avoir un comportement satisfaisant pour la durée de résistance au feu requise.

- (9) Lorsque des armatures additionnelles doivent être ajoutées dans la section, une distance minimale, entre le nu du béton et le centre des armatures est imposée ; elle est indiquée dans le tableau 4.2.

Tableau 4.1 : Dimension minimale b_{mini} de la section transversale et section minimale d'armatures additionnelles rapporté à l'aire de la semelle A_s/A_f pour des poutres mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé de béton

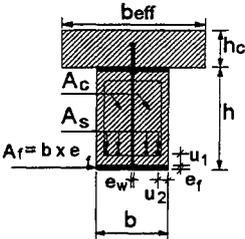
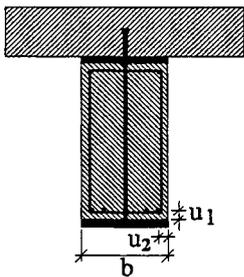
		Conditions d'application : dalle : $h_c \geq 120 \text{ mm}$ $b_{\text{eff}} \leq 5 \text{ m}$ profilé en acier : $b/e_w \geq 15$ $e_f/e_w \leq 2$ aire d'armatures additionnelles, rapportée à l'aire totale entre les semelles : $A_s/(A_c + A_s) \leq 5 \%$					Résistance au feu normalisé				
1	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{\text{fi,t}} = 0,3$ b_{mini} [mm] /aire relative d'armatures additionnelles A_s/A_f										
1.1	$h \geq 0,9 \times b_{\text{mini}}$	70/0,0	100/0,0	170/0,0	200/0,0	260/0,0					
1.2	$h \geq 1,5 \times b_{\text{mini}}$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0					
1.3	$h \geq 2,0 \times b_{\text{mini}}$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	180/0,0	240/0,0					
2	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{\text{fi,t}} = 0,5$ b_{mini} [mm] /aire relative d'armatures additionnelles A_s/A_f										
2.1	$h \geq 0,9 \times b_{\text{mini}}$	80/0,0	170/0,0	250/0,4	270/0,5	-					
2.2	$h \geq 1,5 \times b_{\text{mini}}$	80/0,0	150/0,0	200/0,2	240/0,3	300/0,5					
2.3	$h \geq 2,0 \times b_{\text{mini}}$	70/0,0	120/0,0	180/0,2	220/0,3	280/0,3					
2.4	$h \geq 3,0 \times b_{\text{mini}}$	60/0,0	100/0,0	170/0,2	200/0,3	250/0,3					
3	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{\text{fi,t}} = 0,7$ b_{mini} [mm] /aire relative d'armatures additionnelles A_s/A_f										
3.1	$h \geq 0,9 \times b_{\text{mini}}$	80/0,0	270/0,4	300/0,6	-	-					
3.2	$h \geq 1,5 \times b_{\text{mini}}$	80/0,0	240/0,3	270/0,4	300/0,6	-					
3.3	$h \geq 2,0 \times b_{\text{mini}}$	70/0,0	190/0,3	210/0,4	270/0,5	320/1,0					
3.4	$h \geq 3,0 \times b_{\text{mini}}$	70/0,0	170/0,2	190/0,4	270/0,5	300/0,8					

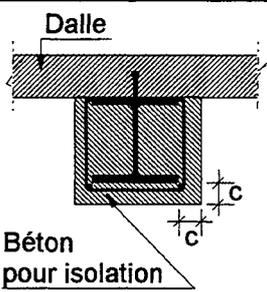
Tableau 4.2 : Distance minimale des axes des armatures additionnelles de poutres mixtes

	Largeur du profilé b [mm]	Distance mini à l'axe [mm]	Résistance au feu normalisé			
			R60	R90	R120	R180
	170	u_1	100	120	-	-
		u_2	45	60	-	-
	200	u_1	80	100	120	-
		u_2	40	55	60	-
	250	u_1	60	75	90	120
		u_2	35	50	60	60
	≥ 300	u_1	40	50	70	90
		u_2	(25)	45	60	60

- (10) Si le béton qui enrobe la poutre en acier n'a qu'une fonction d'isolation thermique, les résistances au feu R30 à R180 peuvent être obtenues avec une épaisseur d'enrobage c indiquée dans le tableau 4.3.

NOTE : Pour R30, il suffit que le béton soit mis entre les semelles du profilé.

Tableau 4.3

	Résistance au feu normalisé				
	R30	R60	R90	R120	R180
Enrobage de béton c [mm]	0	25	30	40	50

- (11) Lorsque le béton qui enrobe la poutre en acier n'a qu'une fonction d'isolation thermique, il convient de placer un treillis conformément à la clause 5.1 (6), sauf pour R30.

4.2.3 Poteaux mixtes

4.2.3.1 Généralités

(1) Les valeurs des tableaux 4.4 à 4.7 sont applicables aux poteaux mixtes d'ossatures contreventées sous les conditions supplémentaires suivantes :

- au niveau considéré, le poteau est complètement assemblé au poteau situé au-dessus de lui et au poteau situé au-dessous, y compris aux fondations, si tel est le cas ;
- le feu est limité à un seul niveau.

4.2.3.1 (1) - A «complètement assemblé» signifie que l'assemblage est rigide (voir 4.10.2 de l'ENV 1994-1-1) dans la mesure où il n'est pas directement exposé au feu ; dans le cas contraire, il doit être à «résistance complète».

(2) Dans les conditions précédentes, on admet que les extrémités du poteau sont parfaitement encastrées dans la situation d'incendie ; la longueur de flambement est alors égale à 0,5 fois la hauteur du poteau.

(3) Lorsqu'on détermine R_d , résistance de calcul à température normale, la longueur de flambement est prise égale à la hauteur du poteau (voir figure 4.6, mode b)). Au dernier niveau du bâtiment, R_d est calculée avec une longueur de flambement de 1,4 fois la hauteur réelle du poteau.

4.2.3.1 (3) - C La valeur 0,5L est incluse dans les résultats donnés par les tableaux.

NOTE : Dans ce mode de vérification par valeurs tabulées, la longueur de flambement pour calculer R_d est toujours le double de la valeur correspondante en situation d'incendie.

(4) Les tableaux 4.4 à 4.7 sont valables à la fois pour des charges centrées et des charges excentrées appliquées sur les poteaux. Lorsque l'on détermine R_d , la résistance de calcul à température normale, il convient de prendre en compte l'excentricité de la charge.

4.2.3.1 (4) - A Cette prise en compte d'une excentricité de la charge doit être effectuée en conformité avec l'article F.7 pour les sections en acier avec enrobage partiel de béton et en conformité avec l'article G.4 pour les profils creux remplis de béton non protégés.

(5) Les valeurs tabulées indiquées dans les tableaux 4.4 à 4.7 sont applicables aux poteaux dont la hauteur ne dépasse pas 30 fois la plus petite dimension transversale.

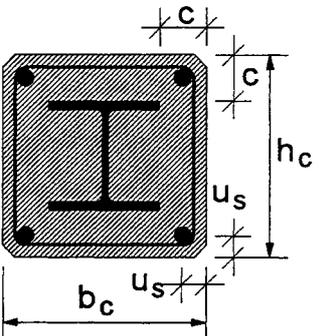
4.2.3.2 Poteaux mixtes avec profilé en acier totalement enrobé de béton

(1) Les poteaux mixtes avec profilé en acier totalement enrobé de béton peuvent être classés en fonction de la largeur b_c , ou h_c , de l'enrobage c du profilé et de la distance minimale u_s de l'axe des armatures ; le tableau 4.4 indique deux solutions possibles.

4.2.3.2 (1) - A Les solutions indiquées au tableau 4.4 ne sont valables que si la valeur de R_d calculée selon la clause 4.2.3.1 (3) est supérieure ou égale à E_d .

- (2) Tous les niveaux de chargement $\eta_{fi,t}$ peuvent être utilisés en appliquant (11) de la section 4.1.
- (3) Il convient que les armatures comportent au minimum quatre barres d'un diamètre de 12 mm. Dans tous les cas, il convient que le pourcentage minimal d'armatures longitudinales satisfasse à la clause 4.8.2.5 (3) de l'ENV 1994-1-1.
- (4) Il convient que le pourcentage maximal d'armatures longitudinales satisfasse à la clause 4.8.3.1 (3)(e) de l'ENV 1994-1-1.

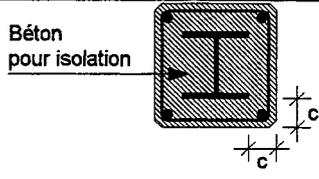
Tableau 4.4 : Dimensions transversales minimales, enrobage minimal du profilé et distance minimale de l'axe des armatures, pour des poteaux mixtes avec profilé en acier totalement enrobé de béton

		Résistance au feu normalisé					
		R30	R60	R90	R120	R180	R240
1.1	Dimensions minimales h_c et b_c [mm]	150	180	220	300	350	400
1.2	Enrobage minimal du profilé c [mm]	40	50	50	75	75	75
1.3	Distance minimale de l'axe des armatures u_s ou	(20)	30	30	40	50	50
2.1	Dimensions minimales h_c et b_c [mm]	-	200	250	350	400	-
2.2	Enrobage minimal du profilé c [mm]	-	40	40	50	60	-
2.3	Distance minimale de l'axe des armatures u_s	-	(20)	(20)	30	40	-

- (5) Si le béton qui enrobe le profilé en acier n'a qu'une fonction d'isolation thermique, les résistances au feu R30 à R180 peuvent être obtenues avec une épaisseur d'enrobage c indiquée dans le tableau 4.5.

NOTE : Pour R30, il suffit que le béton soit mis entre les semelles du profilé.

Tableau 4.5

	Résistance au feu normalisé				
	R30	R60	R90	R120	R180
Enrobage de béton c [mm]	0	25	30	40	50

- (6) Lorsque le béton qui enrobe le profilé en acier n'a qu'une fonction d'isolation thermique, il convient de disposer les armatures préfabriquées suivant la clause 5.1 (6), sauf pour R30.

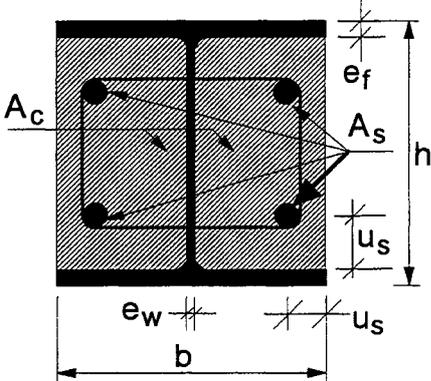
4.2.3.3 Poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé de béton

- (1) Les poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé de béton peuvent être classés en fonction du niveau de chargement $\eta_{fi,t}$, de la largeur b , ou h , de la distance minimale u_s de l'axe des armatures et du rapport entre l'épaisseur de l'âme e_w et celle de la semelle e_f comme indiqué dans le tableau 4.6.
- (2) Pour la détermination de R_d et $R_{fi,dt} = \eta_{fi,t} R_d$ en liaison avec le tableau 4.6, il convient de ne pas prendre en compte dans les calculs les pourcentages d'armature $A_s/(A_c+A_s)$ supérieurs à 6 % ou inférieurs à 1 %.

4.2.3.3 (2) - C Lorsque le pourcentage d'armature est > 6 %, il convient de le limiter à 6 % dans les calculs.
 Lorsque le pourcentage d'armature est < 1 %, il convient de le négliger.

- (3) Le tableau 4.6 peut être utilisé pour les nuances d'acier de construction S235, S275 et S355.
- (4) Dans le tableau 4.6, on peut prendre la valeur de 0,6 au lieu de 0,7 pour le rapport minimal entre l'épaisseur de l'âme et celle de la semelle e_w/e_f à condition que la largeur h du profilé soit d'au moins 350 mm et le pourcentage d'armatures $A_s/(A_c+A_s)$ d'au moins 3 %.

Tableau 4.6 : Dimensions transversales minimales, distance minimale de l'axe des armatures et rapport minimal entre l'épaisseur de l'âme et celle de la semelle e_w/e_f , pour des poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé de béton

		Résistance au feu normalisé			
		R30	R60	R90	R120
					
1	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{fi,t} = 0,3$				
1.1	dimensions minimales h et b [mm]	160	260	300	300
1.2	distance minimale de l'axe des armatures u_s [mm]	40	40	50	60
1.3	rapport minimal épaisseur âme/semelle e_w/e_f	0,6	0,5	0,5	0,7
2	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{fi,t} = 0,5$				
2.1	Dimensions minimales h et b [mm]	200	300	300	-
2.2	Distance minimale de l'axe des armatures u_s [mm]	35	40	50	-
2.3	Rapport minimal épaisseur âme/semelle e_w/e_f	0,6	0,6	0,7	-
3	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{fi,t} = 0,7$				
3.1	Dimensions minimales h et b [mm]	250	300	-	-
3.2	Distance minimale de l'axe des armatures u_s [mm]	30	40	-	-
3.3	Rapport minimal épaisseur âme/semelle e_w/e_f	0,6	0,7	-	-

4.2.3.4 Poteaux mixtes en profils creux remplis de béton

- (1) Les poteaux mixtes en profils creux remplis de béton peuvent être classés en fonction du niveau de chargement $\eta_{fi,t}$, de la dimension transversale b, h ou d, du pourcentage d'armatures $A_s/(A_c+A_s)$ et de la distance minimale u_s de l'axe des armatures, comme indiqué dans le tableau 4.7.
- (2) Pour la détermination de R_d et $R_{fi,dt} = \eta_{fi,t} R_d$, en liaison avec le tableau 4.7, les règles suivantes s'appliquent :
 - quelle que soit la nuance d'acier du profil creux, on prend une limite d'élasticité nominale de 235 N/mm^2 ;

- l'épaisseur e du profil creux est prise en compte jusqu'à concurrence de $1/25$ de b ou de d ;

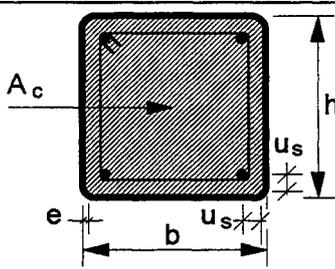
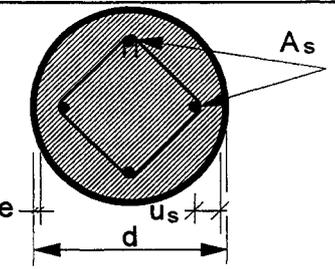
- les pourcentages d'armatures $A_s/(A_c+A_s)$ supérieurs à 3 % ne sont pas pris en compte ; et

4.2.3.4 (2) énumération 3 - C Voir 4.2.3.3(2).

- la résistance du béton est celle utilisée pour le calcul à température normale.

(3) Les valeurs indiquées dans le tableau 4.7 sont applicables pour les armatures A_s réalisées en nuance d'acier S500.

Tableau 4.7 : Dimensions transversales minimales, pourcentages minimaux d'armatures et distance minimale de l'axe des armatures à la paroi interne, pour des poteaux mixtes en profils creux remplis de béton

		Résistance au feu normalisé				
		R30	R60	R90	R120	R180
	 $(b/e) \geq 25$					
	 $(d/e) \geq 25$					
1	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{R,t} = 0,3$					
1.1	Dimensions minimales h et b ou diamètre d mini [mm]	160	200	220	260	400
1.2	Pourcentage minimal d'armatures $A_s/(A_c+A_s)$ en %	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	Distance minimale de l'axe des armatures u_s [mm]	-	30	40	50	60
2	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{R,t} = 0,5$					
2.1	Dimensions minimales h et b ou diamètre d mini [mm]	260	260	400	450	500
2.2	Pourcentage minimal d'armatures $A_s/(A_c+A_s)$ en %	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	Distance minimale de l'axe des armatures u_s [mm]	-	30	40	50	60
3	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{R,t} = 0,7$					
3.1	Dimensions minimales h et b ou diamètre d mini [mm]	260	450	550	-	-
3.2	Pourcentage minimal d'armatures $A_s/(A_c+A_s)$ en %	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	Distance minimale de l'axe des armatures u_s [mm]	(25)	30	40	-	-

4.3 Modèles de calcul simplifiés

4.3.1 Dalles mixtes non protégées

4.3.1.1 Généralités

- (1) Les règles suivantes s'appliquent pour le calcul de la résistance au feu normalisé de dalles mixtes en béton avec tôle profilée en acier et armatures, simplement appuyées ou continues, telles que décrites en (10) de la section 1.1 et exposées au feu normalisé en sous-face.
- (2) Cette méthode ne s'applique qu'à des tôles d'acier directement exposées au feu sans aucune protection, et à des dalles mixtes sans protection entre la dalle et la chape (voir figure 4.1).
- (3) L'effet éventuel de l'empêchement de dilatation axial sur la résistance au feu n'est pas pris en compte dans les règles suivantes.

4.3.1.1 (3)- C Dans l'état actuel de la pratique, il est admis de considérer que cet effet est négligeable.

- (4) Pour un dimensionnement conforme avec l'ENV 1994-1-1, la résistance au feu des dalles mixtes avec tôle profilée en acier, avec ou sans armatures additionnelles, est d'au moins 30 min, en référence au critère de résistance mécanique "R" suivant de la section 2.1 (2)P. Pour vérifier si le critère d'isolation thermique "I" est satisfait, voir la section 4.3.1.2.
- (5) On admet que le critère d'étanchéité "E" est satisfait par les dalles mixtes.

4.3.1.2 Isolation thermique

- (1) La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique "I", suivant (5)P et (6) de la section 2.1, ne dépend que de l'épaisseur de la dalle.
- (2) L'épaisseur efficace h_{eff} est donnée par la formule suivante :

$$h_{\text{eff}} = h_1 + 0,5 h_2 \left(\frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right) \quad \text{pour } h_2/h_1 \leq 1,5 \text{ et } h_1 > 40 \text{ mm}$$

$$h_{\text{eff}} = h_1 \left[1 + 0,75 \left(\frac{\ell_1 + \ell_2}{\ell_1 + \ell_3} \right) \right] \quad \text{pour } h_2/h_1 > 1,5 \text{ et } h_1 > 40 \text{ mm}$$

4.3.1.2 (2) - C Ces formules sont également applicables lorsque $h_1 = 40$ mm.

Les dimensions transversales de la dalle h_1 , h_2 , ℓ_1 , ℓ_2 et ℓ_3 sont indiquées dans la figure 4.1.

- (3) Si $l_3 > 2 l_1$, l'épaisseur efficace sera égale à h_1 .

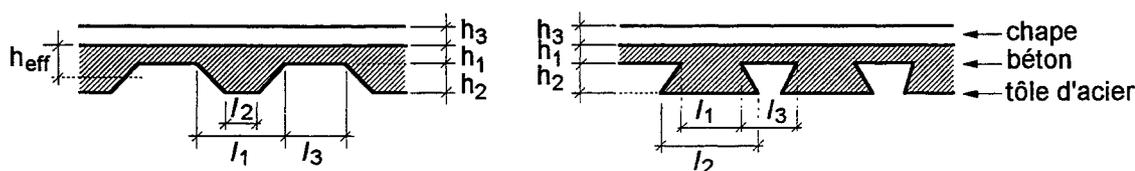


Figure 4.1 : Dimensions transversales des dalles

- (4) Le tableau 4.8 donne la relation entre la résistance au feu par rapport au critère d'isolation thermique et l'épaisseur effective h_{eff} de la dalle, pour des degrés de résistance au feu usuels ; h_3 étant l'épaisseur de la chape quand il y en a une sur la dalle.

Tableau 4.8 : Épaisseur efficace minimale en fonction de la résistance au feu normalisé

Résistance au feu normalisé	Épaisseur efficace h_{eff} [mm] minimale
R30	60 - h_3
R60	80 - h_3
R90	100 - h_3
R120	120 - h_3
R180	150 - h_3
R240	175 - h_3

- (5) Pour le calcul de h_{eff} , il convient de ne pas prendre une épaisseur h_3 de la chape supérieure à 20 mm.

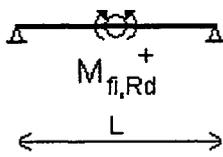
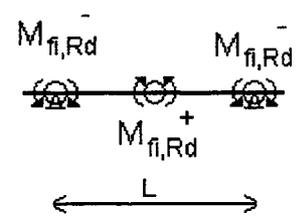
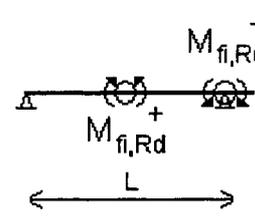
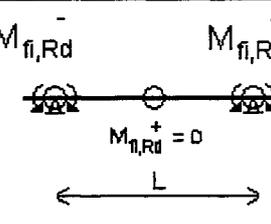
4.3.1.2 (5)- C Cette conditions s'applique aux valeurs minimales du tableau 4.8.

- (6) Dans le cas d'utilisation de béton léger, défini dans les paragraphes 3.3.3 et 3.4, les épaisseurs minimales efficaces du tableau 4.8 ainsi que les températures du béton du tableau 4.10 peuvent être réduites à 90 % des valeurs indiquées.

4.3.1.3 Résistance - Bases de calcul

- (1)P La résistance au feu au sens du critère de résistance mécanique "R" (suivant 2.1 (2)P) est supposée atteinte lorsque la résistance de calcul de la dalle en situation d'incendie, $R_{fi,dt}$ a diminué jusqu'à être égale à la valeur de calcul de l'effet des actions en situation d'incendie $E_{fi,d}$ (voir 4.1 (10)P et 2.4.4 (4)).
- (2) La résistance de calcul en situation d'incendie $R_{fi,dt}$ est calculée à partir d'une analyse globale plastique, en appliquant les règles énoncées ci-après.
- (3) Une fois connus les moments plastiques et la géométrie de la dalle, la charge de ruine peut être déterminée en fonction du système statique.

4.3.1.3 (3) - C La charge de ruine est indiquée dans le tableau ci-après par différents systèmes statiques.

	Système statique	Charge de ruine
Isostatique (armatures en travée)		$\frac{8 \cdot M_{fi,Rd}^+}{L^2}$
Continu avec armatures en travée et sur appuis		$\frac{8 (M_{fi,Rd}^+ + M_{fi,Rd}^-)}{L^2}$
		$\frac{8 M_{fi,Rd}^+ + 4 M_{fi,Rd}^-}{L^2}$
Continu avec armatures sur appui uniquement		$\frac{8 M_{fi,Rd}^-}{L^2}$

- (4) À partir des règles de calcul détaillées des sections 4.3.1.4 et 4.3.1.5, on peut déterminer la distribution des moments plastiques.

4.3.1.3 (4) - C Dans l'état actuel de la pratique, il est admis d'utiliser pour les armatures $f_{s,max,\theta}$ pour $\theta = \theta_s$.

- (5) Afin de garantir une capacité de déformation suffisante aux dalles continues, il convient de satisfaire aux règles (2) et (3) de la section 4.2.7.3 de l'ENV 1992-1-2.
- (6) L'effet de la résistance en traction du béton et celui de la résistance de la tôle d'acier peuvent être négligés.
- (7) Il convient que les règles (4) et (5) de la section 4.3.1.2 soient satisfaites pour avoir des températures faibles dans la partie supérieure de la dalle. Cela justifie l'hypothèse (1) dans la section 4.3.1.4.

4.3.1.4 Calcul du moment résistant positif $M_{fi,Rd}^+$

- (1) Il convient de prendre la résistance à la compression du béton à température normale égale à $0,85 f_{c,20^{\circ}C}$ (voir 2.3 (4)P).
- (2) La relation entre la température θ_s des armatures du béton de densité normale et la résistance au feu normalisé doit être obtenue dans le tableau 4.9 en employant les formules suivantes :

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}}$$

où :

u_1, u_2 et u_3 sont les distances [mm] axiales des armatures à la tôle nervurée, comme indiqué dans la figure 4.2.

En plus des limitations indiquées dans le tableau 4.9, l'utilisation de ce tableau est limitée à :

u_1 et $u_2 \geq 50$ mm ,
 et $u_3 \geq 35$ mm.

Tableau 4.9 : Relation durée d'incendie - Température des armatures

Résistance au feu normalisé	Température des armatures [°C]
R60	$\theta_s = 1\,175 - 350 z \leq 810$ °C pour ($z \leq 3,3$)
R90	$\theta_s = 1\,285 - 350 z \leq 880$ °C pour ($z \leq 3,6$)
R120	$\theta_s = 1\,370 - 350 z \leq 930$ °C pour ($z \leq 3,8$)
R180	$\theta_s = 1\,490 - 350 z \leq 1\,000$ °C pour ($z \leq 4,0$)
R240	$\theta_s = 1\,575 - 350 z \leq 1\,050$ °C pour ($z \leq 4,2$)

4.3.1.4 (2) - I Le tableau 4.9 est remplacé par le tableau suivant (voir définition de h_2 dans figure 4.1) :

Résistance au feu normalisée	Température des armatures [°C]
R60	$\theta_s = 1\ 170 - (275 + 65 u_3/h_2) z$
R90	$\theta_s = 1\ 255 - (255 + 65 u_3/h_2) z$
R120	$\theta_s = 1\ 330 - (235 + 65 u_3/h_2) z$
R180	$\theta_s = 1\ 375 - (200 + 65 u_3/h_2) z$
R240	$\theta_s = 1\ 390 - (165 + 65 u_3/h_2) z$

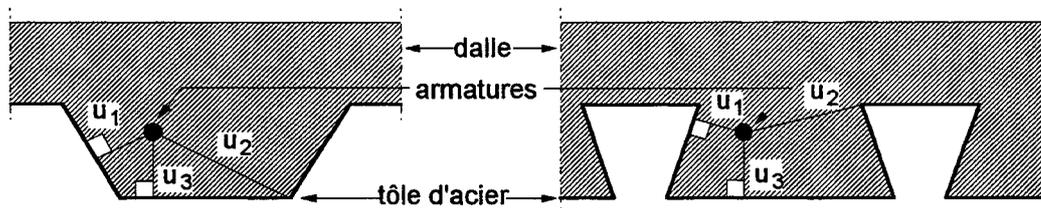


Figure 4.2 : Position des armatures

4.3.1.4 (2) - C La température θ_s des armatures peut être déterminée expérimentalement conformément au paragraphe 2.4.5 et à l'annexe H.

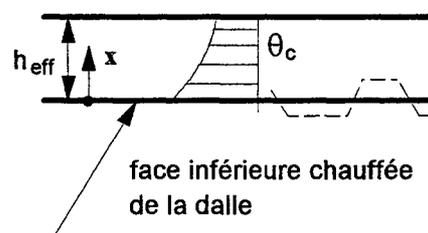
4.3.1.5 Calcul du moment résistant négatif $M_{fi,Rd}^-$

- (1)P Le moment résistant négatif de la dalle mixte est calculé en tenant compte d'une résistance à la compression réduite du béton dans les nervures et en intégrant sur la hauteur des nervures.
- (2) À titre de simplification conservatrice, la dalle mixte peut être remplacée par une dalle d'épaisseur constante égale à l'épaisseur efficace h_{eff} selon (2) de la section 4.3.1.2.
- (3) Les champs de température dans la dalle peuvent être extraits du tableau 4.10 pour différentes durées d'incendie.
- (4) En ce qui concerne le niveau maximal de contrainte $f_{s,max,\theta}$ des armatures placées dans la zone de traction de la dalle, il convient de prendre une température θ_s égale à θ_c , qui est la température dans le béton à l'endroit des armatures. Le tableau 4.10 peut être utilisé pour cela.

4.3.1.5 (4) - C Les températures données dans le tableau 4.10 peuvent être utilisées pour des épaisseurs efficaces d'au moins 40 mm. Pour des distances supérieures à 100 mm, on peut prendre les températures données à 100 mm.

Tableau 4.10 : Distribution de la température dans une dalle pleine de 100 mm d'épaisseur, en béton de densité normale et sans isolation thermique

Distance x mm	Température θ_c [°C] après une durée d'incendie (en min)					
	30	60	90	120	180	240
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305



4.3.2 Dalles mixtes avec protection contre le feu

- (1) Une amélioration de la résistance au feu des dalles mixtes peut être obtenue en appliquant un système de protection aux tôles d'acier afin de diminuer le transfert thermique vers la dalle.
- (2) Il convient de vérifier les performances du système de protection utilisé pour une dalle mixte en se référant à :
 - prENV yyy 5-1 en ce qui concerne les plafonds suspendus ; et
 - prENV yyy 5-5 en ce qui concerne les matériaux de protection.

4.3.2 (2) - CR L'utilisation des parties du prEN YYY5 ne sera possible qu'après qu'elles aient été transposées en norme française et qu'elles aient été acceptées par le CECMI. Dans cette attente, il convient de se référer exclusivement aux documents mentionnés en AP.4.

- (3) Le critère d'isolation thermique "I" est vérifié suivant la section 4.3.1.2, en retranchant de l'épaisseur efficace minimale h_{eff} , donnée dans le tableau 4.8 (voir prENV yyy 5-5) l'épaisseur de béton équivalente du système de protection.

4.3.2 (3) - C Dans le cas d'utilisation de plafonds suspendus, le critère d'isolation thermique "I" est vérifié selon l'article 4.3.2 tant que la température dans le plénum ne dépasse pas 350 °C ; la durée correspondante est indiquée dans le rapport d'essai du plafond.

- (4) Le critère de résistance mécanique "R" est satisfait tant que la température de la tôle d'acier de la dalle mixte est inférieure ou égale à 350 °C, l'échauffement se produisant par dessous suivant l'incendie normalisé.

4.3.3 Poutres mixtes avec profilé en acier sans enrobage de béton

4.3.3.1 Généralités

- (1) La vérification suivante de la résistance au feu d'une poutre mixte avec profilé en acier sans enrobage de béton (voir figure 1.2) ne s'applique qu'à des éléments sur appuis simples.

4.3.3.1 (1) - A *Des spécifications complémentaires pour vérifier le cas des poutres continues ou avec appui d'extrémité encastré sont données dans l'annexe DD.*

- (2) En ce qui concerne les critères d'étanchéité et d'isolation de la dalle en béton, les règles correspondantes de l'ENV 1992-1-2 s'appliquent.

4.3.3.1 (2) - A *En outre, les règles de l'ENV 1992-1.2 DAN doivent s'appliquer pour la stabilité au feu de la dalle en béton prenant en compte le traitement du risque d'éclatement.*

Pour le cas d'une dalle mixte avec tôle profilée en acier, on applique les articles 4.3.1.1 (5) et 4.3.1.2.

- (3)P Les conditions correspondant à l'emploi de sections de classe 1 et de classe 2 de l'ENV 1993-1-2, doivent être remplies pour les poutres mixtes avec profilé en acier sans enrobage de béton.

4.3.3.1 (3)P - I Pour les poutres mixtes avec profilé en acier sans enrobage de béton, la classe de section du profilé en acier doit être déterminée en utilisant la distribution plastique des contraintes dans la section mixte associée aux températures propres de chaque paroi (semelles, âme). En outre, il convient de modifier les critères du rapport largeur-épaisseur des tableaux 4.1 et 4.2 de l'ENV 1994-1-1 de la manière suivante :

le facteur convectif $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ pour la limite d'élasticité est remplacé par :

$$\varepsilon_{\theta} = s \times k_{b,\theta}$$

avec :

$$k_{b,\theta} = -4,2 \times 10^{-4}\theta + 1,042$$

et $0,75 \leq k_{b,\theta} \leq 1,0$

où :

θ est la température de la paroi concernée [en °C].

Lorsque les conditions précisées dans la clause 4.3.3.1 (3)P de l'ENV 1994-1-1 sont satisfaites, une âme de classe 3 non enrobée peut être considérée comme une âme efficace de classe 2.

(4) Pour des poutres sur appuis simples, la semelle en acier comprimée de classe 3 peut être traitée comme en classe 2, sous réserve qu'elle soit reliée à la dalle de béton par des connecteurs.

4.3.3.1 (4) - I Une semelle comprimée en acier maintenue vis-à-vis du voilement par une fixation effective à une dalle au moyen de connecteurs en conformité avec la clause 6.4.1.5 (2) de l'ENV 1994-1-1 (où ε doit être remplacé par ε_{θ} donné à la clause (3)) peut être considérée comme étant de la classe 1.

(5) Pour des sections de classe 4, se référer à la section 4.2.2.4 de l'ENV 1993-1-2.

4.3.3.2 Échauffement de la section

Poutre en acier

(1) Pour calculer la distribution de température dans la section en acier, celle-ci peut être divisée en plusieurs parties suivant la figure 4.3.

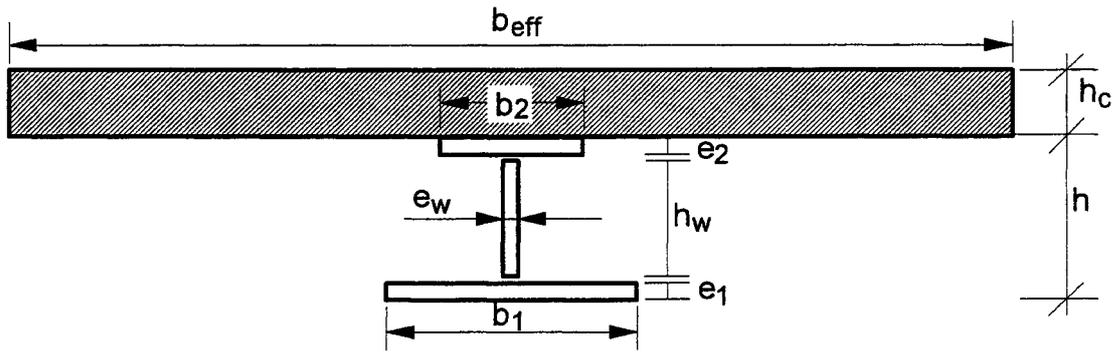


Figure 4.3

- (2) On suppose qu'il ne se produit aucun transfert thermique entre ces différentes parties, ni entre la semelle supérieure et la dalle de béton.

4.3.3.2 (2) - A Cette hypothèse s'applique dans les cas suivants : dalle pleine en béton, dalle mixte si au moins 90 % de la face supérieure du profilé en acier est directement recouverte par la tôle ou le béton, ou dalle mixte lorsque les vides au-dessus des poutres sont remplis avec un matériau de protection contre le feu ou avec du béton (voir 3.3.4). Dans le cas de dalles mixtes qui ne respectent pas les conditions précédentes, le calcul de la température de la section en acier doit être conduit en la considérant comme exposée sur tout son contour.

- (3) L'augmentation de température $\Delta\theta_{a,t}$ des différentes parties d'une poutre en acier non protégée, pendant l'intervalle de temps Δt , peut être déterminée par :

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{1}{c_a \rho_a} \frac{A_i}{V_i} \dot{h}_{net,d} \Delta t \text{ [}^\circ\text{C]}$$

où :

c_a est la chaleur spécifique de l'acier selon (4) de la section 3.3.1 [J/kgK] ;

ρ_a est la masse volumique de l'acier selon (1)P de la section 3.4 [kg/m³] ;

A_i/V_i est le facteur de massivité [m⁻¹] de la partie i de la section d'acier ;

A est la surface exposée de la partie i de la section d'acier par unité de longueur [m²/m] ;

V_i est le volume de la partie i de la section d'acier par unité de longueur [m³/m] ;

$\dot{h}_{net,d}$ est la valeur de calcul du flux thermique net par unité de surface [W/m²] selon 4.1 et 4.2 de l'ENV 1991-2-2 et selon (3) de la section 2.2 :

$$\dot{h}_{net,d} = \gamma_{n,c} \cdot \dot{h}_{net,c} + \gamma_{n,r} \cdot \dot{h}_{net,r} \text{ [W/m}^2\text{]}$$

où :

$$\gamma_{n,c} = [1,0];$$

$$\gamma_{h,r} = [1,0];$$

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\theta_t - \theta_{a,t}) \text{ [W/m}^2\text{]};$$

$$\dot{h}_{net,r} = \phi \varepsilon_{res} 5,67 \times 10^{-8} [(\theta_t + 273)^4 - (\theta_{a,t} + 273)^4] \text{ [W/m}^2\text{]};$$

où :

ϕ est le facteur de forme, qui peut être pris égal à 1,0 d'après de 4.1 (4) de l'ENV 1991-2-2 ;

ε_{res} est l'émissivité résultante $\varepsilon_m \cdot \varepsilon_f$ d'après 4.2.1 (3) de l'ENV 1991-2-2 ;

θ_t est la température des gaz au temps t [°C] ;

$\theta_{a,t}$ est la température de l'acier au temps t [°C], supposée uniforme dans chaque partie de la section d'acier ;

At est l'intervalle de temps [s].

4.3.3.2 (3) - C La valeur de ε_m est donnée en 2.2 (3).

α_c et ε_f sont définis dans l'ENV 1991-2-2.

(4) Il convient de ne pas prendre une valeur de At supérieure à 5 s pour la clause (3).

(5) L'augmentation de température $\Delta\theta_{a,t}$ des différentes parties d'une poutre en acier protégée pendant l'intervalle de temps Δt peut être obtenue par :

$$\Delta\theta_{a,t} = \left[\frac{\lambda_p / d_p}{c_a \rho_a} \frac{A_p}{V_i} \left(\frac{1}{1 + \Phi / 3} \right) (\theta_t - \theta_{a,t}) \Delta t \right] - \left[(e^{\phi / 10} - 1) \Delta\theta_t \right]$$

$$\text{avec } \Phi = \left(\frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} \right) d_p \left(\frac{A_p}{V_i} \right) \quad \text{et} \quad \Delta\theta_{a,t} \geq 0$$

où :

λ_p est la conductivité thermique du matériau de protection, comme indiqué dans 3.3.4 (1)P [W/mK] ;

d_p est l'épaisseur du matériau de protection [m] ;

A_p est la surface intérieure du matériau de protection par unité de longueur de la partie i de l'élément en acier [m²/m] ;

c_p est la chaleur spécifique du matériau de protection, comme indiqué en 3.3.4 (1)P [J/kgK] ;

ρ_p est la masse volumique du matériau de protection [kg/m³] ;

θ_t est la température des gaz au temps t [°C] ;

$\Delta\theta_t$ est l'augmentation de température des gaz [°C] pendant l'intervalle de temps Δt .

(6) Il convient de remplacer par zéro toute augmentation de température négative $\Delta\theta_{a,t}$ obtenue selon la clause (5).

(7) Il convient de ne pas prendre pour A_t une valeur supérieure à 30 s pour la clause (5).

(8) Pour des éléments non protégés et pour des éléments protégés sur leur contour, il convient de calculer le facteur de massivité A_i/V_i ou A_p/V_i comme suit :

- pour la semelle inférieure A_i/V_i ou $A_p/V_i = 2(b_1 + e_1)/b_1 e_1$;

- pour la semelle supérieure A_i/V_i ou $A_p/V_i = (b_2 + 2 e_2)/b_2 e_2$.

4.3.3.2 (8) - A Pour l'âme A_i/V_i ou $A_p/V_i = 2/e_w$; pour la semelle supérieure exposée sur tout son contour A_i/V_i ou $A_p/V_i = 2(b_1 + e_1)/b_1 e_1$.

4.3.3.2 (8) - C Ces formules sont applicables pour des profils ouverts (I, H, U).

(9) Si la hauteur de la poutre h ne dépasse pas 500 mm, la température de l'âme peut être considérée comme égale à celle de la semelle inférieure.

4.3.3.2 (9) - A Cette clause ne s'applique qu'aux profils I ou H.

(10) Pour les éléments avec protection en caisson, on peut admettre une température uniforme sur toute la hauteur du profilé en utilisant (5), avec :

$$A_p/V$$

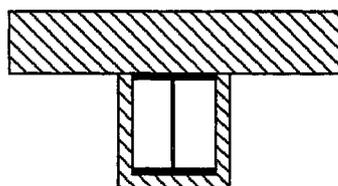
où :

A_p est la surface intérieure du caisson par unité de longueur du profilé en acier [m²/m] ;

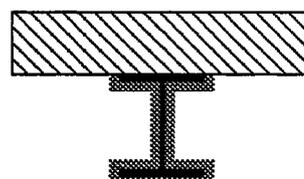
V est le volume de la section totale du profilé en acier par unité de longueur [m³/m].

4.3.3.2 (10) - C

Différents types de protection:



Protection en caisson



Protection selon le contour

(11) Comme alternative à (5), les températures dans une section d'acier après un temps donné d'exposition au feu peuvent être obtenues à partir d'abaques de calcul établis en conformité avec l'ENV yyy5-4 (voir section 3.3.4).

4.3.3.2 (11) - A *Il est possible d'utiliser des abaques obtenus conformément à l'annexe du DTU feu-acier (P 92-702) sur la caractérisation des produits de protection.*

- (12) La protection d'une poutre en acier située sous un plancher béton peut être assurée par un écran horizontal placé en dessous ; l'évolution de sa température peut être calculée suivant la section 4.2.3.3 de l'ENV 1993-1-2.

4.3.3.2 (12) - C Le plancher béton peut être constitué par une dalle pleine ou par une dalle mixte avec tôle profilée en acier.

Dalle pleine en béton ou dalle mixte

(13) Les règles suivantes peuvent être appliquées aux dalles pleines en béton ou aux dalles mixtes avec tôle profilée en acier à nervures de forme rentrante ou trapézoïdales avec protection des nervures.

4.3.3.2 (13) - I *Cette clause est supprimée car elle a été introduite en qualité d'amendement à la clause (2).*

- (14) On peut admettre une répartition de température uniforme dans la largeur efficace b_{eff} de la dalle.
- (15) Les températures dans la dalle peuvent être prises dans le tableau 4.10.
- (16) Dans l'analyse mécanique, on peut admettre de ne pas réduire la résistance du béton pour les températures inférieures à 250 °C.

4.3.3.3 Comportement mécanique - Méthode de la température critique

- (1) Dans le cadre de la méthode de la température critique ci-après, la température du profilé en acier est supposée uniforme.
- (2) La méthode est applicable à des profilés symétriques de hauteur maximale h égale à 500 mm avec une épaisseur de dalle h_c au moins égale à 120 mm, utilisés en poutres sur appuis simples soumises uniquement à des moments fléchissants positifs.

4.3.3.3 (2) - C En ce qui concerne les dalles mixtes, h_c est l'épaisseur totale $h_1 + h_2$ (voir figure 4.1).

- (3) La température critique θ_{cr} peut être déterminée à partir du niveau de chargement $\eta_{fi,t}$ appliqué à la poutre mixte et de la résistance de l'acier à haute température $f_{amax,\theta_{cr}}$ d'après la relation suivante :

$$0,9 \eta_{fi,t} = f_{amax,\theta_{cr}} / f_{ay,20^\circ C}$$

où :

$$\eta_{fi,t} = E_{fi,dt} / R_d \text{ et } E_{fi,dt} = \eta_{fi} E_d, \text{ d'après 4.1 (8)P et 2.4.4 (4).}$$

4.3.3.3 (3) - I Formule $\eta_{fi,t} = f_{amax,\theta_{cr}} / f_{ay,20^\circ C}$.

- (4) L'augmentation de température dans la section d'acier peut être déterminée à partir de (3) ou de (5) de la section 4.3.3.2 avec le facteur de massivité, A_m/V , de la section d'acier exposée sur trois côtés.

4.3.3.3 (4) - C Il convient toutefois de tenir compte de l'exposition éventuelle de la face supérieure de la semelle supérieure (voir 4.3.3.2 (2)).

4.3.3.4 Comportement mécanique - Méthode du moment résistant

- (1) Comme alternative à la section 4.3.3.3 ou pour des poutres plus hautes que 500 mm, ou encore pour des dalles de béton d'épaisseur inférieure à 120 mm, il y a lieu de déterminer le moment résistant par le calcul plastique en prenant en compte la variation des propriétés des matériaux avec la température.
- (2) Afin de garantir que la déformation maximale du béton reste dans les limites permises, les règles de l'ENV 1992-1-2 s'appliquent.
- (3) Le calcul du moment résistant positif peut se faire suivant l'annexe normative D.

4.3.3.3 A - (4) *Le calcul du moment résistant négatif peut se faire suivant l'annexe normative DD.*

4.3.3.5 Vérification au cisaillement des goujons

- (1) Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement, en situation d'incendie, d'un goujon à tête soudé automatiquement, aussi bien pour les dalles mixtes que pour les dalles pleines conformément à l'ENV 1994-1-1 ; toutefois, le facteur de sécurité partiel γ_v doit être remplacé par $\gamma_{M,fi,v}$ et la plus petite des valeurs réduites suivantes est utilisée :

$$P_{fi,Rd} = P_{Rd} k_{max,\theta}$$

avec

P_{Rd} obtenu à partir de l'équation (6.13) de l'ENV 1994-1-1,

où :

$P_{fi,Rd} = P_{Rd} k_{c,\theta}$, avec P_{Rd} obtenu à partir de l'équation (6.14) de l'ENV 1994-1-1 et où les valeurs de $k_{max,\theta}$ et de $k_{c,\theta}$ sont prises respectivement dans les tableaux 3.2 et 3.3.

4.3.3.5 (1) - I $P_{fi,Rd} = P_{Rd} 0,8.k_{u,\theta}$

avec :

P_{Rd} obtenu à partir de l'équation (6.13) de l'ENV 1994-1-1.

4.3.3.5 (1) - A Pour des poutres mixtes avec dalle pleine en béton, afin d'éviter toute rupture prématurée des goujons à tête soudée en cas d'incendie lorsque les profilés métalliques sont protégés, il y a lieu d'utiliser un minimum de connecteurs défini de la manière suivante :

$$N \geq \frac{7 \times 10^{-6} (1035 - \theta_u) L - 1}{k} \cdot 0,075 P_{Rd} L \left(\frac{1}{EA_a \sqrt{f_{ay,20^\circ\text{C}} / 235}} + \frac{1}{EA_c} \right) \sqrt{\frac{0,7}{\eta_{fi,t}}}$$

avec :

$$k = \frac{0,005 \times L}{1 + 1,5 \times 10^{-4} L} + 2$$

où :

θ_u est la température de la semelle supérieure du profilé métallique à 60 min de l'exposition au feu définie selon la section 4.3.3.2 ;

L est la portée de la poutre ;

EA_a et EA_c sont les rigidités des sections en acier et en béton à température normale calculées comme suit :

$$EA_a = E_{a,20^\circ\text{C}} \times A_a$$

$$EA_c = 600 f_{c,20^\circ\text{C}} \times A_c$$

où :

A_a est l'aire du profilé métallique ;

$E_{a,20^\circ\text{C}}$ est le module d'élasticité de l'acier à température normale ;

A_c est l'aire de la dalle en béton ;

$f_{c,20^\circ\text{C}}$ est la valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton à température normale.

Pour des poutres mixtes avec dalle mixte à tôle profilée, il n'est pas nécessaire de vérifier cette condition.

- (2) Les températures θ_v [°C] du connecteur et θ_c du béton peuvent être prises respectivement égales à 80 % et à 40 % de la température de la semelle supérieure de la poutre.

4.3.4 Poutres mixtes avec profilés en acier partiellement enrobé de béton

4.3.4.1 Généralités

- (1) Les règles de la section 4.3.4 permettent d'évaluer le moment résistant d'une poutre en acier partiellement enrobé de béton connectée à une dalle de béton. Le calcul en plasticité est employé en prenant en compte la résistance réduite des éléments en situation d'incendie.
- (2) L'évaluation ci-après de la résistance au feu d'une poutre avec un profilé en acier partiellement enrobé de béton représentée sur la figure 1.5, s'applique à des poutres sur appuis simples ou aux poutres continues, y compris avec porte-à-faux.
- (3) Cette méthode permet de classer les poutres mixtes dans les degrés de résistance au feu normalisé R30, R60, R90, R120 ou R180.
- (4) Cette méthode peut être employée pour des dalles avec tôles profilées en acier ; lorsque les vides des profils trapézoïdaux sont remplis en partie supérieure des poutres ; lorsque que les tôles ont des nervures à forme rentrante, ou lorsque la clause 1.1 (6) est satisfaite.
- (5) Il convient que l'épaisseur de la dalle h_c (voir figure 4.4) soit supérieure à l'épaisseur minimale indiquée dans le tableau 4.11. Ce tableau peut être utilisé pour des dalles pleines ou pour des dalles mixtes.

Tableau 4.11

Résistance au feu normalisé	Épaisseur minimales de la dalle h_c [mm]
R30	60
R60	80
R90	100
R120	120
R180	150

- (6) Il convient que la hauteur h du profilé, b_c et la surface $h.b_c$ soient au moins égales aux valeurs minimales indiquées dans le tableau 4.12.

NOTE : b_c est la valeur minimale entre la largeur b de la semelle inférieure et la largeur du béton situé entre les semelles, l'épaisseur e_w de l'âme étant incluse (voir figure 4.4).

Tableau 4.12

Résistance au feu normalisé	Hauteur minimale h du profilé et largeur minimale b_c	Surface minimale $h.b_c$ [mm ²]
R30	120	17 500
R60	150	24 000
R90	170	35 000
R120	200	50 000
R180	250	80 000

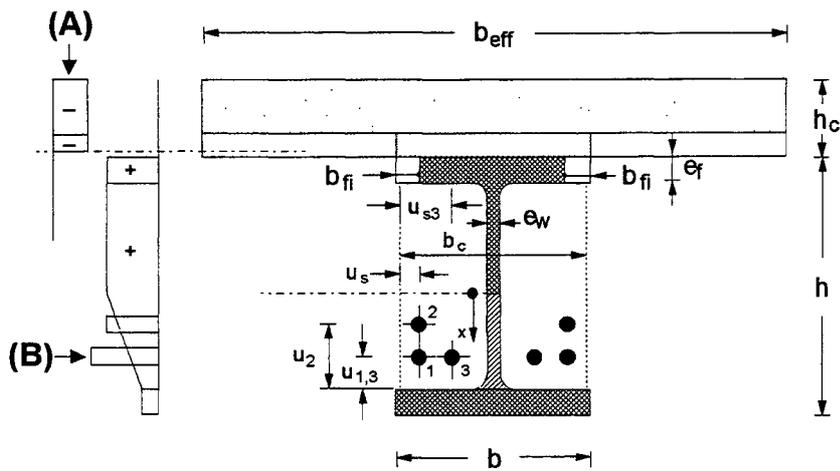
- (7) L'épaisseur de l'âme e_w doit être inférieure à 1/10 de la largeur du béton b_c .
- (8) L'épaisseur des semelles e_f doit être inférieure à 1/8 de la hauteur h du profilé.
- (9) Pour tout modèle de calcul simplifié semblable à celui de la section 4.3.4, voir 4.1 (4).

4.3.4.2 Effets de l'échauffement de la section

- (1)P L'effet de la température sur les caractéristiques des matériaux est pris en compte soit en diminuant les dimensions des parties constituant la section, soit en multipliant les propriétés mécaniques caractéristiques des matériaux par un facteur de réduction suivant l'annexe normative E.
- (2)P On admet qu'il n'y a pas de diminution de la résistance au cisaillement des connecteurs soudés sur la semelle supérieure, si ces connecteurs sont directement fixés sur la largeur active ($b - 2b_{fi}$), indiquée par la clause (4) de la section E.1 (voir figure 4.4).

4.3.4.3 Comportement mécanique

- (1) Pour une poutre sur appuis simples, il convient de comparer le moment fléchissant positif maximal dû aux charges au moment fléchissant résistant positif calculé suivant la section 4.3.4.4.
- (2) La figure 4.4 montre une façon de calculer le moment fléchissant résistant positif $M_{fi,Rd}^+$.



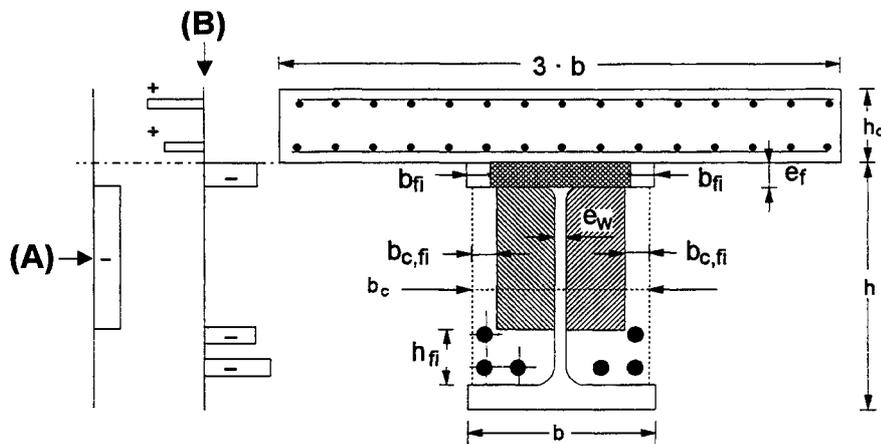
(A) Exemple de distribution des contraintes dans le béton.
 (B) Exemple de distribution des contraintes dans l'acier.

Figure 4.4 : Flexion sous moment positif

(3)P Dans une travée de poutre continue, le moment résistant positif à mi-portée et le moment résistant négatif sur chaque appui doivent être calculés conformément aux sections 4.3.4.4 et 4.3.4.5.

4.3.4.3 (3)P - I Le moment résistant positif doit être calculé en section critique.

(4) La figure 4.5 montre une façon de calculer le moment résistant négatif sur appuis $M_{fi,Rd}$.



(A) Exemple de distribution des contraintes dans le béton.
 (B) Exemple de distribution des contraintes dans l'acier.

Figure 4.5 : Flexion sous moment négatif (voir annexe E pour les symboles)

- (5) Pour calculer les moments résistants correspondant aux degrés de résistance au feu, on peut utiliser les caractéristiques mécaniques suivantes, conformément à l'annexe E :
- pour le profilé, la limite d'élasticité $f_{ay,20^{\circ}\text{C}}$, éventuellement réduite ;
 - pour les armatures, la limite d'élasticité réduite $k_r f_{ry,20^{\circ}\text{C}}$ ou $k_s f_{sy,20^{\circ}\text{C}}$;
 - pour le béton, la résistance à la compression sur cylindre $f_{c,20^{\circ}\text{C}}$.
- (6) Les valeurs de calcul des caractéristiques mécaniques indiquées en (5) sont obtenues en appliquant les coefficients partiels de sécurité donnés en 2.3 (3)P.
- (7) Les poutres qui sont considérées sur appuis simples dans le dimensionnement à température normale peuvent être considérées comme des poutres continues en situation d'incendie si la clause 5.4.1 (5) est remplie.

4.3.4.4 Moment résistant positif $M_{fi,Rd}^+$

- (1) Il convient de prendre la largeur de la dalle de béton b_{eff} égale à la largeur participante indiquée dans la section 4.2.2 de l'ENV 1994-1-1.
- (2) Pour calculer le moment résistant positif, il convient de considérer le béton comprimé de la dalle, la semelle supérieure du profilé, l'âme du profilé, la semelle inférieure du profilé et les armatures. Pour chacune de ces parties de la section transversale, l'annexe E donne la règle correspondante qui définit l'effet de la température. Il n'y a pas lieu de tenir compte du béton tendu ni du béton situé entre les semelles du profilé (voir la figure 4.4).
- (3) Sur la base des conditions fondamentales d'équilibre et à partir du calcul plastique, on peut déterminer la position de l'axe neutre et calculer le moment résistant positif.

4.3.4.5 Moment résistant négatif $M_{fi,Rd}^-$

- (1) La largeur participante de la dalle de béton est réduite à trois fois la largeur du profilé en acier (voir la figure 4.5). Cette largeur participante délimite les armatures à prendre en compte.
- (2) Pour calculer le moment résistant négatif, il convient de considérer les armatures de la dalle de béton, la semelle supérieure du profilé excepté lorsque (4) est applicable, et le béton en compression situé entre les semelles. Pour chacune de ces parties de la section transversale, l'annexe E donne les règles correspondantes pour définir l'effet de la température. Il n'y a pas lieu de prendre en compte le béton tendu de la dalle, ni l'âme, ni la semelle inférieure du profilé. L'âme n'est pas prise en compte car elle résiste à l'effort tranchant (voir (6) et (7) de la section E.2).
- (3) Les armatures situées entre les semelles peuvent participer à la résistance en compression et être prises en compte dans le calcul du moment résistant négatif (voir annexe E), à condition que les étriers satisfassent les exigences de l'ENV 1992-1-1 pour éviter le flambement local des armatures, et à condition que soit le profilé en acier et les armatures soient continus au droit de l'appui, soit que la clause 5.4.1 (5) soit applicable.

- (4) Dans le cas d'une poutre sur appuis simples selon la clause 5.4.1 (5), il n'y a pas lieu de prendre en compte la semelle supérieure si elle est tendue.

4.3.4.5(4) - C Voir la figure 5.3 présentant le cas d'une poutre en acier simplement attachée sur un poteau.

- (5) Sur la base des conditions fondamentales d'équilibre et à partir du calcul plastique, on peut déterminer la position de l'axe neutre et calculer le moment résistant négatif.
- (6)P Les principes d'analyse globale en plasticité s'appliquent pour la combinaison des moments positifs et négatifs.

4.3.4.5 (6)P - A L'analyse globale en plasticité ne peut être utilisée que si on démontre que des rotules plastiques peuvent se développer sur appuis (voir annexe G de l'ENV 1994-1-1).

4.3.4.5 (6) - C À défaut, il est possible d'utiliser soit une analyse globale élastique non fissurée sans tenir compte d'une redistribution des moments à température normale (voir l'ENV 1994-1-1 section 4.5.9), soit de considérer des travées simplement appuyées.

- (7) On peut supposer que les poutres mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé de béton ne subissent pas de ruine par déversement en cas d'incendie.

4.3.5 Poutres en acier partiellement enrobées de béton

- (1) Si la poutre en acier partiellement enrobée de béton supporte une dalle de béton sans connexion, comme dans la figure 1.3, les règles indiquées dans la section 4.3.4 peuvent être appliquées en admettant aucune résistance mécanique de la part de la dalle en béton armé.

(2) *S'il n'y a pas de dalle et si la semelle supérieure du profilé est protégée thermiquement, (1) peut s'appliquer.*

4.3.5 (2) - I *Dans la configuration où la poutre est entourée par le feu, les règles de la section 4.3.4 ne s'appliquent pas.*

- (3) Pour tout modèle de calcul simplifié semblable à celui de la section 4.3.4, voir la clause 4.1 (4).

4.3.6 Poteaux mixtes

4.3.6.1 Comportement mécanique

- (1)P Les modèles de calcul simplifiés présentés ci-après ne s'appliquent qu'à des poteaux d'ossatures contreventées.

4.3.6.1 (1)P - C Ces modèles de calcul simplifiés ne s'appliquent qu'aux ossatures contreventées car ils sont limités au cas de poteaux soumis à des charges faiblement excentrées.

- (2)P Dans les modèles de calcul simplifiés, la valeur de calcul de la résistance de poteaux mixtes, en situation d'incendie, en compression axiale (charge de flambement), est obtenue par :

$$N_{fi,Rd} = \chi \cdot N_{fi,pl,Rd}$$

où :

χ est le coefficient de réduction déduit de la courbe de flambement c de la section 5.5.1 de l'ENV 1993-1-1, qui dépend de l'élançement non dimensionnel $\bar{\lambda}_{\theta}$;

$N_{fi,pl,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale en situation d'incendie.

- (3) La section transversale d'un poteau mixte peut être divisée en plusieurs parties comprenant le profilé en acier "a", les armatures "s" et le béton "c".
- (4) La valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale en situation d'incendie est donnée par :

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} \cdot f_{a,max,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} \cdot f_{s,max,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} \cdot f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c}$$

où :

$A_{i,\theta}$ est la surface de chaque élément de la section transversale.

- (5) La rigidité efficace en flexion est donnée par :

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} \bar{E}_{a,\theta} \cdot I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} \bar{E}_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} \cdot E_{c,sec,\theta} \cdot I_{c,\theta})$$

où :

$I_{i,\theta}$ est le moment d'inertie de flexion de la partie i de la section partiellement réduite par rapport à l'axe faible ou à l'axe fort ;

$\varphi_{i,\theta}$ est le coefficient de réduction dépendant de l'effet des contraintes thermiques, comme illustré par F.6 (1).

4.3.6.1 (5) - C Le coefficient de réduction doit s'interpréter comme un coefficient de calibrage qui n'a été introduit que pour les sections en acier avec enrobage partiel de béton.

- (6) La charge de flambement d'Euler ou charge critique élastique en situation d'incendie est égale à :

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / l_{\theta}^2$$

où :

l_{θ} est la longueur de flambement du poteau en situation d'incendie.

(7) l'élançement non dimensionnel est donné par :

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr}}$$

où :

$N_{fi,pl,R}$ est la valeur de $N_{fi,pl,Rd}$ suivant (4) lorsque les facteurs $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$ et $\gamma_{M,fi,c}$ sont pris égaux à 1,0.

(8) Pour déterminer la longueur de flambement l_θ de poteaux, les règles de l'ENV 1994-1-1 s'appliquent, avec les exceptions suivantes :

- au niveau considéré, un poteau, complètement assemblé aux poteaux supérieur et inférieur, peut être considéré comme totalement encastré, à condition que la résistance au feu des éléments de construction délimitant le niveau considéré soit au moins égale à la résistance au feu du poteau.

4.3.6.1 (8) - A « complètement assemblé » signifie que l'assemblage est rigide (voir 4.10.2 de l'ENV 1994-1-1) dans la mesure où il n'est pas directement exposé au feu ; dans le cas contraire, il doit être à « résistance complète ».

4.3.6.1 (8) - C Cette condition est imposée pour que le feu reste limité au niveau considéré pendant la durée de résistance au feu du poteau.

(9) Dans le cas d'une ossature en acier pour laquelle chaque niveau peut être considéré comme un compartiment de résistance au feu suffisante, la règle précédente signifie que la longueur de flambement d'un poteau situé dans un niveau intermédiaire soumis au feu est égale à 0,5 fois la longueur d'épure du poteau L. Pour un poteau situé au dernier niveau, la longueur de flambement en situation d'incendie est égale à 0,7 fois la longueur d'épure du poteau L (voir la figure 4.6).

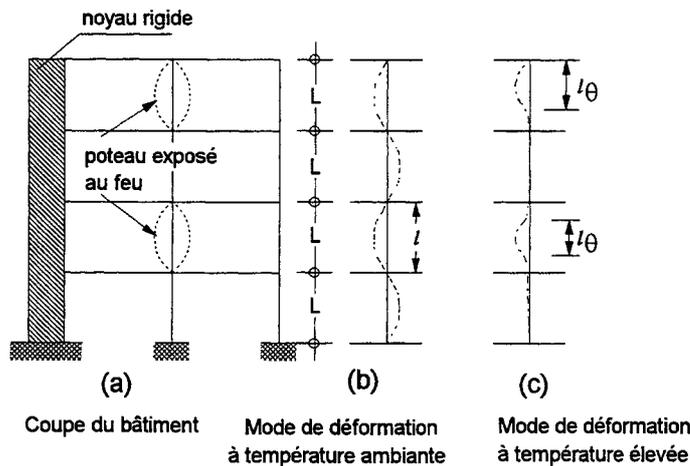


Figure 4.6 : Comportement structurel des poteaux d'ossatures contreventées

4.3.6.2 Sections en acier avec enrobage partiel de béton

- (1) Il convient de vérifier la résistance au feu de poteaux composés de sections en acier partiellement enrobées de béton telles que représentées dans la figure 1.7, avec le modèle de calcul détaillé de l'annexe normative F, valable pour le flambement et la flexion suivant l'axe faible du profilé.
- (2) Il convient d'appliquer le modèle de calcul de l'annexe F seulement dans les conditions suivantes :

	longueur de flambement l_0	$\leq 13,5b$
230 mm	\leq hauteur de la section h	$\leq 1\ 100$ mm
230 mm	\leq largeur de la section b	≤ 500 mm
1 %	\leq pourcentage d'armatures	≤ 6 %
	résistance au feu normalisé	≤ 120 min

- (3) En plus de (2), il convient de limiter les dimensions minimales de b et de h à 300 mm pour les classes d'incendie R90 et R120.
- (4) Dans le modèle de calcul selon (1), (2) et (3), il convient de limiter la longueur maximale de flambement l_0 à $10b$ dans les situations suivantes :
 - pour R60, si $230\text{ mm} < b < 300\text{ mm}$ ou si $h/b > 3$; et,
 - pour R90 et R120, si $h/b > 3$.
- (5) Pour les charges excentrées, la section F.7 s'applique.
- (6) Pour les dispositions constructives, se référer aux sections 5.1, 5.3.1 et 5.4.
- (7) Pour tout modèle de calcul simplifié semblable à celui de l'annexe F, voir la clause 4.1 (4).

4.3.6.3 Profils creux remplis de béton non protégés

- (1) Il convient de vérifier la résistance au feu de poteaux constitués de profils creux, carrés ou circulaires, remplis de béton et non protégés, au moyen du modèle de calcul détaillé dans l'annexe normative G.
- (2) Il convient d'appliquer le modèle de calcul de l'annexe G à des sections carrées ou circulaires seulement dans les conditions suivantes :

	longueur de flambement l_0	$\leq 4,5$ m
140 mm	\leq largeur b ou diamètre d de la section	≤ 400 mm
C20/25	\leq qualités de béton	\leq C40/50
0 %	\leq pourcentage d'armatures	≤ 5 %
	résistance au feu normalisé	≤ 120 min

- (3) Pour les charges excentrées, la section G.4 s'applique.
- (4) Pour les dispositions constructives, se référer aux sections 5.1, 5.3.2 et 5.4.

- (5) Pour tout modèle de calcul simplifié semblable à celui de l'annexe G, voir la clause 4.1 (4).

4.3.6.4 Profils creux remplis de béton protégés

- (1) Une augmentation de la résistance au feu des profils creux remplis de béton peut être obtenue en appliquant un système de protection autour des poteaux en acier pour diminuer le transfert thermique.
- (2) Il convient de vérifier l'efficacité des systèmes de protection utilisés pour les profils creux remplis de béton suivant :
- l'ENV yyy 5-2 lorsqu'il y a des écrans verticaux; et,
 - l'ENV yyy 5-6 lorsque des revêtements ou des matériaux projetés sont utilisés.

4.3.6.4 (2) - CR L'utilisation des parties du prENV YYY 5 ne sera possible qu'après qu'elles aient été transposées en norme française et qu'elles aient été acceptées par le CECMI. Dans cette attente, il convient de se référer exclusivement aux documents mentionnés en AP.4.
--

- (3) Le critère de résistance mécanique "R" peut être considéré comme satisfait tant que la température du profil creux reste inférieure à 350 °C.

4.4 Modèles de calcul avancés

4.4- CR L'application de ce chapitre, en ce qui concerne les méthodes et modèles qui s'y rapportent, est subordonnée à un accord du Ministère de l'Intérieur (Direction de la Sécurité Civile).
--

4.4.1 Bases des analyses

- (1)P Les modèles de calcul avancés doivent fournir une analyse réaliste des structures exposées au feu. Ils doivent être fondés sur des comportements physiques fondamentaux de façon à conduire à une représentation fiable du comportement que l'on peut attendre du composant de structure concerné exposé au feu.

NOTE : Comparés aux valeurs tabulées et aux modèles de calcul simples, les modèles avancés donnent une meilleure approximation du comportement réel des structures en cas d'incendie.

- (2) Les modèles de calcul avancés peuvent être utilisés pour des éléments individuels, pour des sous-ensembles ou pour des structures complètes.
- (3) Les modèles de calcul avancés peuvent être utilisés pour tous types de sections.
- (4) Les modèles de calcul avancés peuvent comporter des modèles de calcul séparés pour déterminer :
- le développement et la distribution de la température dans les éléments de structure (modèle de réponse thermique) ; et,
 - le comportement mécanique de la structure ou d'une quelconque de ses parties (modèle de réponse mécanique).

- (5)P Tous les modes de ruine qui ne sont pas couverts par le modèle de calcul avancé (y compris le voilement local, une insuffisance de capacité de rotation, l'épaufrage ou la ruine par cisaillement) sont éliminés par des moyens appropriés.

4.4.1 (5)P - C Les moyens appropriés peuvent être des dispositions constructives ou un dimensionnement suffisant.

- (6)P Les modèles de calcul avancés sont utilisés lorsqu'il est nécessaire de connaître l'évolution des contraintes et déformations, les déformations ou les champs de température.
- (7) Les modèles de calcul avancés peuvent être utilisés avec n'importe quelle courbe d'échauffement à condition que les propriétés des matériaux soient connues dans les domaines de température concernés.

4.4.1 (7) - C On entend par propriété des matériaux les caractéristiques thermomécaniques des matériaux qui participent à la résistance au feu. Ces caractéristiques doivent être connues dans le domaine des courbes d'échauffement utilisées.

4.4.1 (7) - CR Les courbes d'échauffement utilisables sont les courbes température-temps admises dans l'EC 1-2.2 DAN. Si d'autres courbes d'échauffement sont envisagées, elles font parties de l'accord du Ministère de l'Intérieur.

4.4.2 Réponse thermique

- (1)P Les modèles de calcul avancés pour la réponse thermique doivent être fondés sur les principes reconnus et les hypothèses de la théorie du transfert thermique.
- (2)P Le modèle de réponse thermique devra prendre en considération :
- les actions thermiques concernées spécifiées dans l'ENV 1991-2-2 ; et,
 - la variation des propriétés thermiques des matériaux selon la section 3.3.
- (3) Les effets d'une exposition non-uniforme à la chaleur et du transfert thermique vers des composants adjacents du bâtiment peuvent être pris en compte quand il y a lieu.
- (4) L'influence de l'humidité et de la migration de l'eau dans le béton et dans le matériau de protection peut être négligée ce qui place du côté de la sécurité.

4.4.3 Réponse mécanique

- (1)P Les modèles de calcul avancés pour la réponse mécanique doivent être fondés sur les principes reconnus et hypothèses de la théorie de la mécanique des structures, prenant en compte les effets de la température.
- (2)P Si besoin est, le modèle de réponse mécanique doit également prendre en compte :
- les effets combinés des actions mécaniques, des imperfections géométriques et des actions thermiques ;

- les variations des propriétés mécaniques des matériaux avec la température, selon la section 3.2 ;
- les effets de non-linéarité géométrique ; et,
- les effets des propriétés non linéaires des matériaux, comprenant les effets du déchargement sur la rigidité de la structure.

- (3)P Les effets des contraintes et déformations thermiques induites, dues tant à l'accroissement de température qu'aux gradients thermiques, doivent être pris en compte.
- (4) A condition que les relations contrainte-déformation données en 3.2 soient utilisées, il n'est pas nécessaire de prendre explicitement en considération les effets du fluage à haute température (voir 3.1 (3)).
- (5)P Les déformations à l'état limite ultime résultant du modèle de calcul, doivent être si nécessaire limitées afin d'assurer qu'elles demeurent compatibles avec toutes les autres parties de la structure.

4.4.4 Validité des modèles de calcul avancés

- (1)P La validité de tous les modèles de calcul avancés est vérifiée en appliquant (2)P et (4)P.
- (2)P Une vérification des résultats de calcul est effectuée sur la base de résultats d'essais appropriés.
- (3) Les résultats de calcul peuvent concerner les déformations, les températures et les degrés de résistance au feu.
- (4)P Une analyse fine de l'influence de la variation des paramètres critiques est effectuée ; cela permet de vérifier que le modèle est en conformité avec une pratique de conception saine.
- (5) Les paramètres critiques peuvent être la longueur de flambement, les dimensions des éléments, le niveau de chargement, etc.

5 Dispositions constructives

5.1 Introduction

- (1)P Les dispositions constructives doivent garantir l'efficacité de la connexion entre l'acier et le béton pour les poteaux et les poutres mixtes, aussi bien pour le dimensionnement à température normale qu'en situation d'incendie.
- (2)P Si la connexion ne peut pas être maintenue en situation d'incendie, soit la partie acier, soit la partie de béton de la section mixte, doit répondre aux exigences de résistance au feu de manière indépendante.
- (3) Dans les profils creux remplis de béton et dans les profilés partiellement enrobés, il convient de ne pas fixer les connecteurs aux parois de la structure en acier directement échauffées.

5.1 (3) - A *Les connecteurs pris en compte dans la résistance au feu doivent être fixés sur des parois en acier dont la température ne dépasse pas 350 °C au temps de résistance au feu requis.*

- (4) Si des sections soudées sont utilisées, il convient de fixer les parois en acier directement exposées au feu aux parois protégées en acier par des soudures suffisantes pour développer la résistance totale de la paroi la plus mince.

5.1 (4) - C *La vérification concerne la résistance au cisaillement le long du cordon de soudure considéré.*

- (5) Pour les surfaces de béton exposées au feu, il convient d'avoir un enrobage des armatures, défini dans la section 4.1.3.3 de l'ENV 1992-1-1, d'au moins 20 mm pour toutes les armatures, sans dépasser 50 mm.

Cette exigence est nécessaire pour donner une garantie suffisante contre l'éclatement du béton exposé au feu.

5.1 (5) - I *Le deuxième alinéa de la clause est invalidée.*

- (6) Dans le cas où l'enrobage de béton n'assure qu'une fonction d'isolation thermique, un treillis soudé de maille de 250 mm dans les deux sens, doit être placé autour de la section ; il doit satisfaire (5).

5.2 Poutres mixtes

- (1)P Dans les poutres mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé de béton, le béton entre les semelles doit être armé et solidarisé avec l'âme du profilé.

5.2 (1)P - C *Les conditions mentionnées ci-après rappellent et précisent celles spécifiées en 4.3.1 (8) et (9) de la partie 1-1 de l'ENV 1994.*

(2) Il convient de renforcer le béton d'enrobage partiel par des étriers d'un diamètre minimal ϕ_s de 6 mm ou par un treillis soudé avec fils d'un diamètre minimal de 4 mm. Il convient que l'enrobage des étriers ne dépasse pas 35 mm. Il convient de ne pas excéder une distance de 250 mm entre les étriers. Dans les angles des étriers, il convient de placer une barre longitudinale d'un diamètre minimal ϕ_r de 8 mm (voir la figure 5.1).

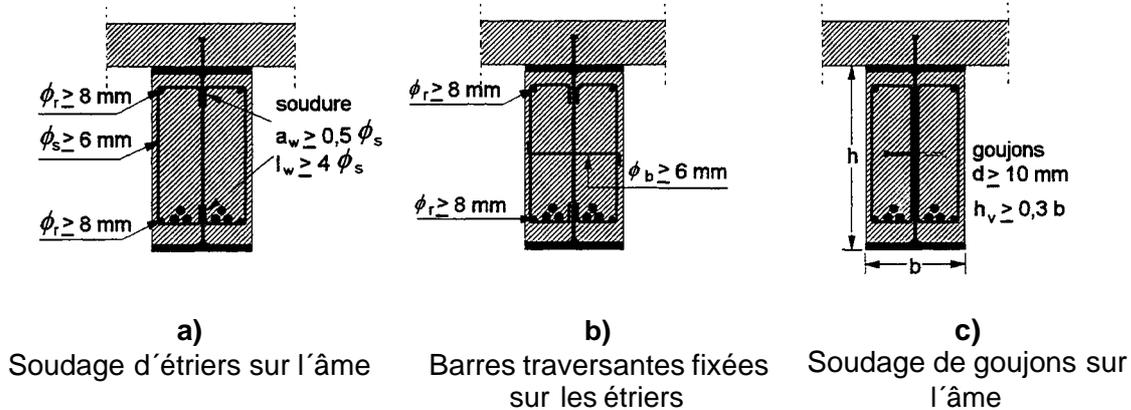


Figure 5.1 : Moyens de solidarisation entre le profilé en acier et le béton d'enrobage

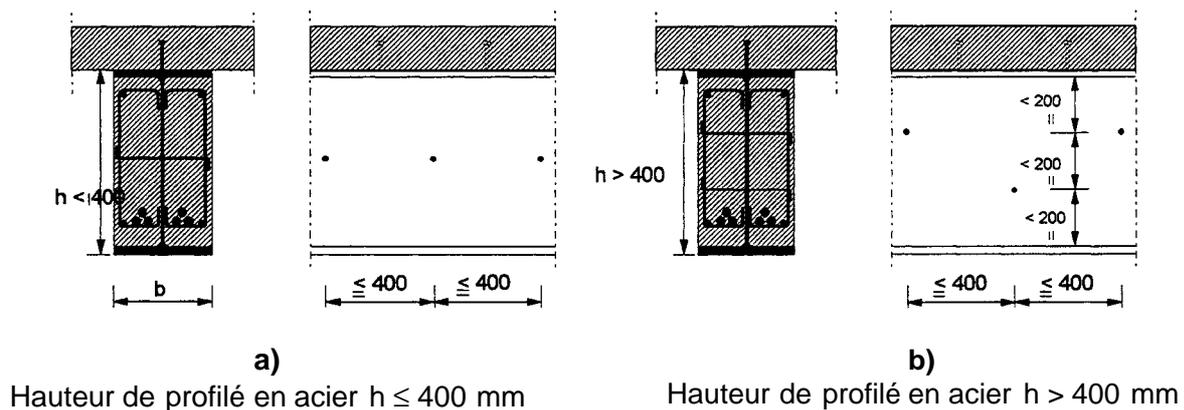


Figure 5.2 : Disposition des armatures ou des étriers assurant la solidarisation entre le profilé en acier et le béton d'enrobage

(3) Le béton entre les semelles peut être solidarisé avec l'âme en soudant les étriers sur l'âme avec un cordon de soudure d'une épaisseur minimale a_w de $0,5\phi_s$ et d'une longueur minimale l_w de $4\phi_s$ (voir la figure 5.1a)).

(4) Le béton entre les semelles peut être solidarisé avec l'âme de la poutre au moyen de barres traversantes, ou avec des goujons soudés des deux côtés de l'âme dans les conditions suivantes (voir les figures 5.1b) et 5.1c)) :

- les goujons ont un diamètre minimal d de 10 mm et un longueur minimale h_v de $0,3b$;
- les barres ont diamètre minimal ϕ_b de 6 mm ; et,
- les barres ou les goujons sont disposés comme indiqué dans la figure 5.2a) pour les profilés en acier d'une hauteur maximale h de 400 mm, ou comme indiqué dans la figure 5.2b) pour les profilés en acier d'une hauteur h supérieure à 400 mm.

5.2 (4) - A Pour des profilés en acier d'une hauteur $h > 400$ mm, des rangées de connecteurs disposés en quinconce ne devront pas être distantes de plus de 200 mm entre elles et par rapport aux semelles.

5.3 Poteaux mixtes

5.3.1 Poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé

- (1)P Le béton situé entre les semelles des profilés en acier doit être solidarisé à l'âme au moyen d'étriers ou de connecteurs (voir figure 5.1).
- (2) Il convient de souder les cadres sur l'âme ou bien de les faire traverser l'âme par des trous. Si des connecteurs sont utilisés, il convient de les souder sur l'âme.
- (3) Il convient d'adopter un espacement entre les connecteurs ou entre les étriers le long de l'axe du poteau ne dépassant pas 500 mm. Dans les zones de transfert des charges, il convient de réduire cet espacement suivant l'ENV 1994-1-1.
- (4) Pour les profilés de hauteur h supérieure à 400 mm, il convient de choisir les connecteurs et les étriers selon la figure F.2.

5.3.2 Poteaux mixtes en profils creux remplis de béton

- (1)P Il ne doit pas y avoir de connecteurs supplémentaires sur le poteau entre les assemblages poutre-poteau.
- (2) Il convient de maintenir en place les armatures additionnelles au moyen de cadres et d'écarteurs.
- (3) Il convient d'adopter un espacement des cadres sur l'axe du poteau ne dépassant pas 15 fois le plus petit diamètre des armatures longitudinales.
- (4)P Le profil creux en acier doit comporter des trous d'un diamètre au moins égal à 20 mm, situés l'un en tête et l'autre en pied de poteau, à chaque niveau.
- (5) Il convient de ne pas espacer ces trous de plus de 5 m.

5.3.2 (5) - C Un ou plusieurs trous supplémentaires sont à prévoir lorsque la hauteur du niveau dépasse 5 m.

5.4 Assemblages entre poutres et poteaux mixtes

5.4.1 Généralités

- (1)P Les assemblages entre poutres et poteaux doivent être dimensionnés et réalisés de façon à supporter les forces et les moments appliqués avec la même durée de résistance au feu que les éléments de structure assemblés.

5.4.1 (1)P - C Si les éléments de structure assemblés ont des durées de résistance au feu différentes, on retiendra la plus faible.

- (2) Pour les éléments protégés contre l'incendie, un moyen d'atteindre cet objectif est d'appliquer au moins la même protection que celle utilisée pour les éléments assemblés.

5.4.1 (2) - A *La zone d'assemblage doit présenter une continuité de conception de la mixité et une massiveté au moins égale à celle des éléments assemblés de façon à ce que la température dans la zone d'assemblage ne soit pas supérieure à celle des éléments assemblés.*

Dans le cas d'ossature fonctionnant en continuité, lorsque les assemblages ne sont pas articulés, la présente clause ne s'applique qu'à des assemblages à résistance complète, sauf justification expérimentale.

- (3) Les poutres et les poteaux mixtes peuvent être assemblés au moyen de taquets ou d'éclisses soudés sur le poteau en acier. Les poutres sont supportées par les taquets ou leurs âmes sont boulonnées sur les éclisses.

5.4.1 (3) - A *Si on utilise un taquet, on doit s'assurer par des dispositions constructives appropriées que la poutre ne peut échapper à l'appui du taquet, y compris en phase de refroidissement.*

- (4) Si les assemblages sont réalisés suivant les figures 5.4 à 5.6, leur résistance au feu répond aux exigences imposées aux éléments de structure adjacents.

5.4.1 (4) - A *Toutefois, pour un assemblage avec taquet, il y a lieu de respecter les conditions de la clause (3).*

Le remplissage de béton de la poutre ou du poteau est optionnel.

- (5) Dans le cas d'une poutre sur deux appuis à température normale, un moment négatif peut se développer au niveau des appuis si la dalle est armée de façon à assurer une continuité et s'il y a une transmission effective des efforts de compression par l'assemblage en acier (voir figure 5.3).

5.4.1 (5) - C *Cet effet qui peut être favorable pour la résistance au feu de la poutre suppose l'utilisation d'un modèle de calcul avancé pour être pris en compte.*

- (6) Un moment peut toujours se développer au sens de la clause (5) et selon la figure 5.3 en situation d'incendie, si :

- $\text{jeu} < 10 \text{ mm}$; ou,
- $10 \text{ mm} \leq \text{jeu} < 15 \text{ mm}$, pour R30 à R180 et pour une portée supérieure à 5 m.

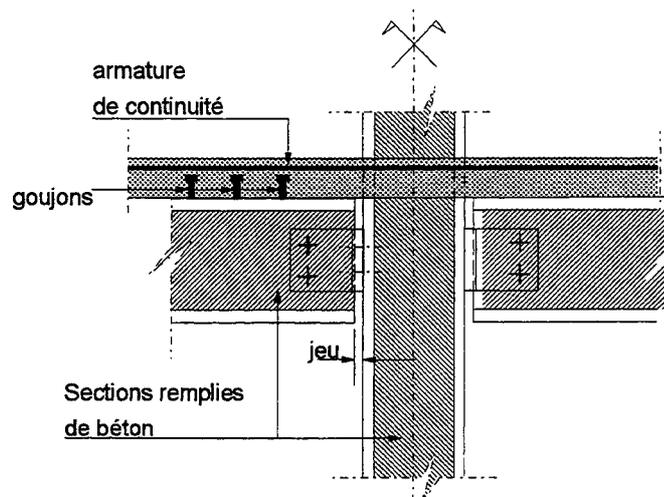


Figure 5.3

5.4.2 Assemblages entre poutres mixtes et poteaux mixtes avec profilé en acier complètement enrobé de béton

- (1) Des taquets ou des éclisses comme dans la figure 5.4 peuvent être soudés directement sur la semelle du profilé en acier du poteau mixte pour supporter la poutre.

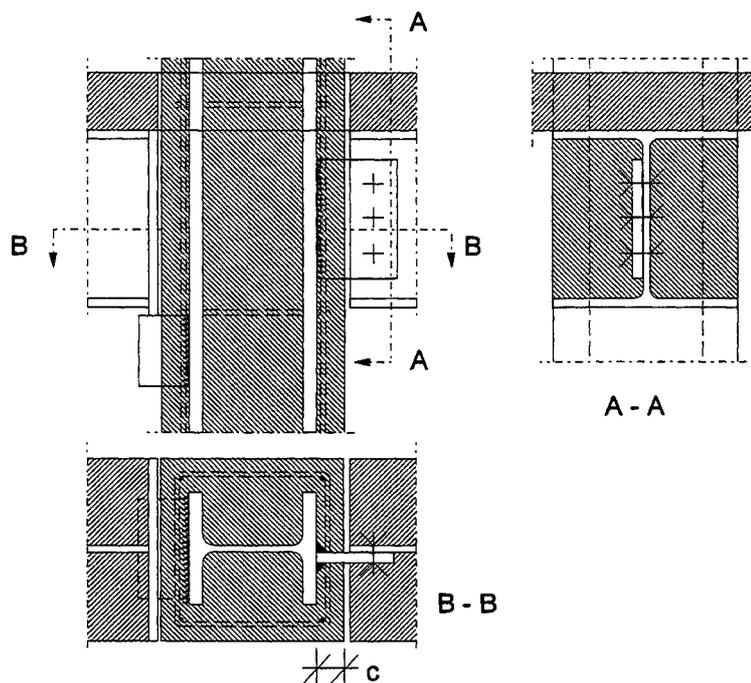


Figure 5.4 : Exemples d'assemblages sur un profilé de poteau en acier complètement enrobé

5.4.3 Assemblages entre poutres mixtes et poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé de béton

- (1) Il convient de prévoir des goujons supplémentaires si des taquets non protégés sont utilisés (figure 5.5a)), car les soudures sont exposées au feu.

Les goujons peuvent être dimensionnés sans réduction de contrainte en situation d'incendie.

5.4.3 (1) alinéa 2 - I Il convient de vérifier au cisaillement les goujons conformément à l'article 4.3.3.5 en remplaçant la température de la semelle supérieure par celle du taquet.

- (2) Pour les classes de résistance au feu jusqu'à R120, les goujons supplémentaires ne sont pas nécessaires si les conditions suivantes sont satisfaites (voir figure 5.5b)) :

- le taquet, non protégé, a une épaisseur d'au moins 80 mm ;
- le taquet est soudé en continu sur ses quatre côtés sur la semelle du poteau ;
- la soudure supérieure, protégée contre le rayonnement direct, a une épaisseur d'au moins 1,5 fois l'épaisseur des soudures adjacentes et il convient qu'à température normale elle supporte au moins 40 % de l'effort tranchant de calcul.

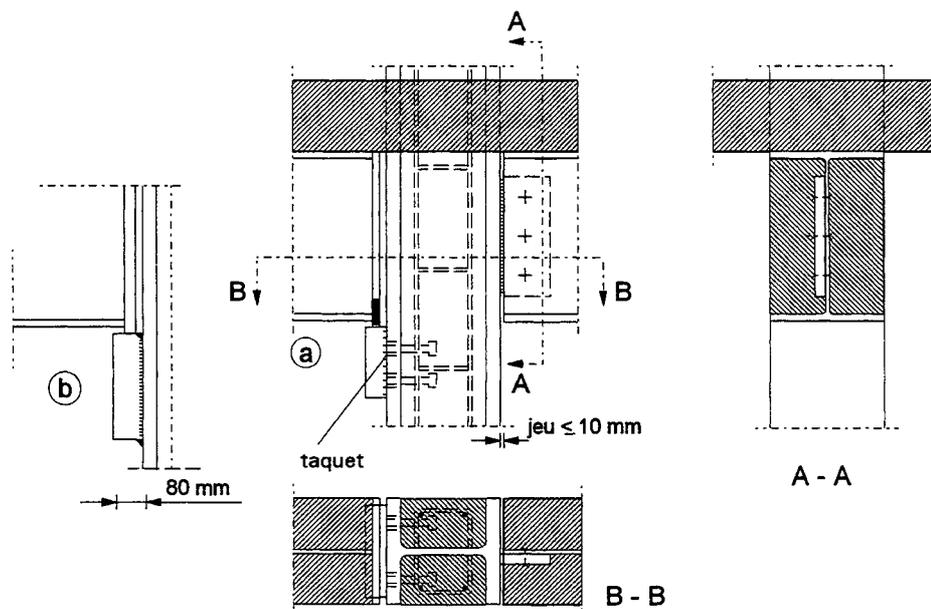


Figure 5.5 : Exemples d'assemblages sur un profilé en acier partiellement enrobé

- (3) Si des éclisses sont utilisées, l'espace restant entre la poutre et le poteau ne nécessite pas de protection particulière si le jeu est inférieur à 10 mm (voir figure 5.5a)).
- (4) Pour d'autres types d'assemblages, voir 5.4.1 (1)P.

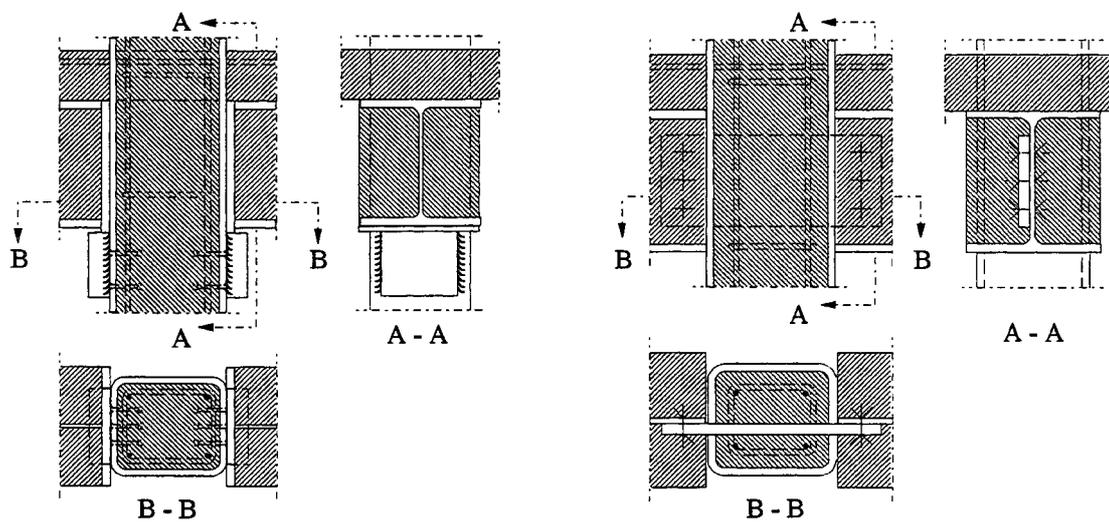
5.4.4 Assemblages entre poutres mixtes et poteaux en profils creux remplis de béton

- (1) Les poutres mixtes peuvent être assemblées sur les poteaux en profils creux remplis de béton avec des taquets ou avec des éclisses (figure 5.6).
- (2)P Les forces de traction et de cisaillement (vertical) doivent être transmises de la poutre au noyau en béton armé du poteau mixte, par des moyens appropriés.
- (3) Si des taquets sont utilisés (figure 5.6a)), il convient d'assurer le transfert de l'effort tranchant en situation d'incendie moyen de goujons supplémentaires.

Ceux-ci peuvent être calculés sans réduction de contrainte en situation d'incendie

5.4.4 (3) alinéa 2 - 1 Il convient de vérifier au cisaillement les goujons conformément à l'article 4.3.3.5 en remplaçant la température de la semelle supérieure par celle du taquet.

- (4) Si des éclisses sont utilisées (figure 5.6b)), il convient qu'elles traversent le poteau et qu'elles soient soudées sur les deux parois.



a) Taquets avec connecteurs supplémentaires b) Eclisses traversantes dans le profil creux

Figure 5.6 : Exemples d'assemblages avec des profils creux remplis de béton

Annexe A (informative)

Relations contrainte-déformation à température élevée pour les aciers de construction

- (1) Une représentation graphique des relations contrainte-déformation est donnée sur la figure A.1, pour la nuance d'acier S235, jusqu'à une déformation maximale $\varepsilon_{a,\theta} = 2\%$. Cette présentation correspond aux domaines I et II de la figure 3.1 et aux valeurs du tableau 3.2, sans écrouissage, ainsi qu'il est spécifié dans la section 3.2.1.

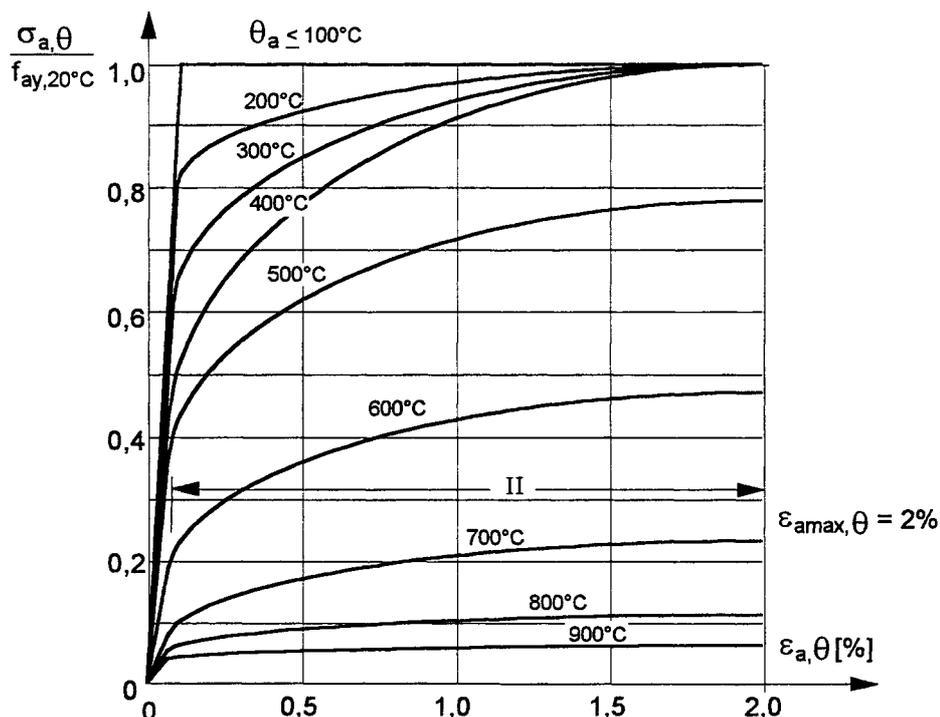


Figure A.1 : Représentation graphique des relations contrainte-déformation pour la nuance d'acier S235 jusqu'à une déformation de 2 %

- (2) Pour les nuances S235, S275, S355, S460, les relations contrainte-déformation sont présentées jusqu'à 2 % de déformation dans les tableaux A.1 à A.4 de l'ENV 1993-1-2.
- (3) Pour des températures inférieures à 400 °C, l'option alternative tenant compte de l'écrouissage, mentionnée dans 3.2.1 (4)P, peut être utilisée dans (4), (5) et (6).
- (4) Une représentation graphique des relations contrainte-déformation, incluant l'écrouissage, est donnée sur la figure A.2, où :
- pour des déformation jusqu'à 2 %, la figure A.2 est en conformité avec la figure A.1 (domaine I et II) ;
 - pour des déformations entre 2 % et 4 %, on admet une branche linéaire ascendante (domaine IIIa) ;

- pour des déformations entre 4 % et 15 % (domaine IIIb)) on considère un plateau, avec $\varepsilon_{au,\theta} = 15 \%$;

- pour des déformations entre 15 % et 20 %, on considère une branche descendante (domaine IV), avec $\varepsilon_{ae,\theta} = 20 \%$.

- (5) Il convient de déterminer la contrainte de traction à température élevée tenant compte de l'écroutissage (voir figure A.3) comme suit :

$$\begin{aligned} \theta_a \leq 300 \text{ °C} & \quad f_{au,\theta} = 1,25 f_{ay,20^\circ\text{C}} \\ 300 \text{ °C} < \theta_a < 400 \text{ °C} & \quad f_{au,\theta} = f_{ay,20^\circ\text{C}} \cdot (2 - 0,0025 \cdot \theta_a) \\ \theta_a \geq 400 \text{ °C} & \quad f_{au,\theta} = f_{amax,\theta} \end{aligned}$$

- (6) Pour des déformations $\varepsilon_{a,\theta}$ supérieures à 2 %, il convient de déterminer les relations contrainte-déformation tenant compte de l'écroutissage comme suit :

$$\begin{aligned} 2 \% < \varepsilon_{a,\theta} < 4 \% & \quad \sigma_{a,\theta} = \left[\frac{f_{au,\theta} - f_{amax,\theta}}{0,02} \right] \varepsilon_{a,\theta} - f_{au,\theta} + 2f_{amax,\theta} \\ 4 \% \leq \varepsilon_{a,\theta} \leq 15 \% & \quad \sigma_{a,\theta} = f_{au,\theta} \\ 15 \% < \varepsilon_{a,\theta} < 20 \% & \quad \sigma_{a,\theta} = f_{au,\theta} \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{a,\theta} - 0,15}{0,05} \right) \right] \\ \varepsilon_{a,\theta} \geq 20 \% & \quad \sigma_{a,\theta} = 0 \end{aligned}$$

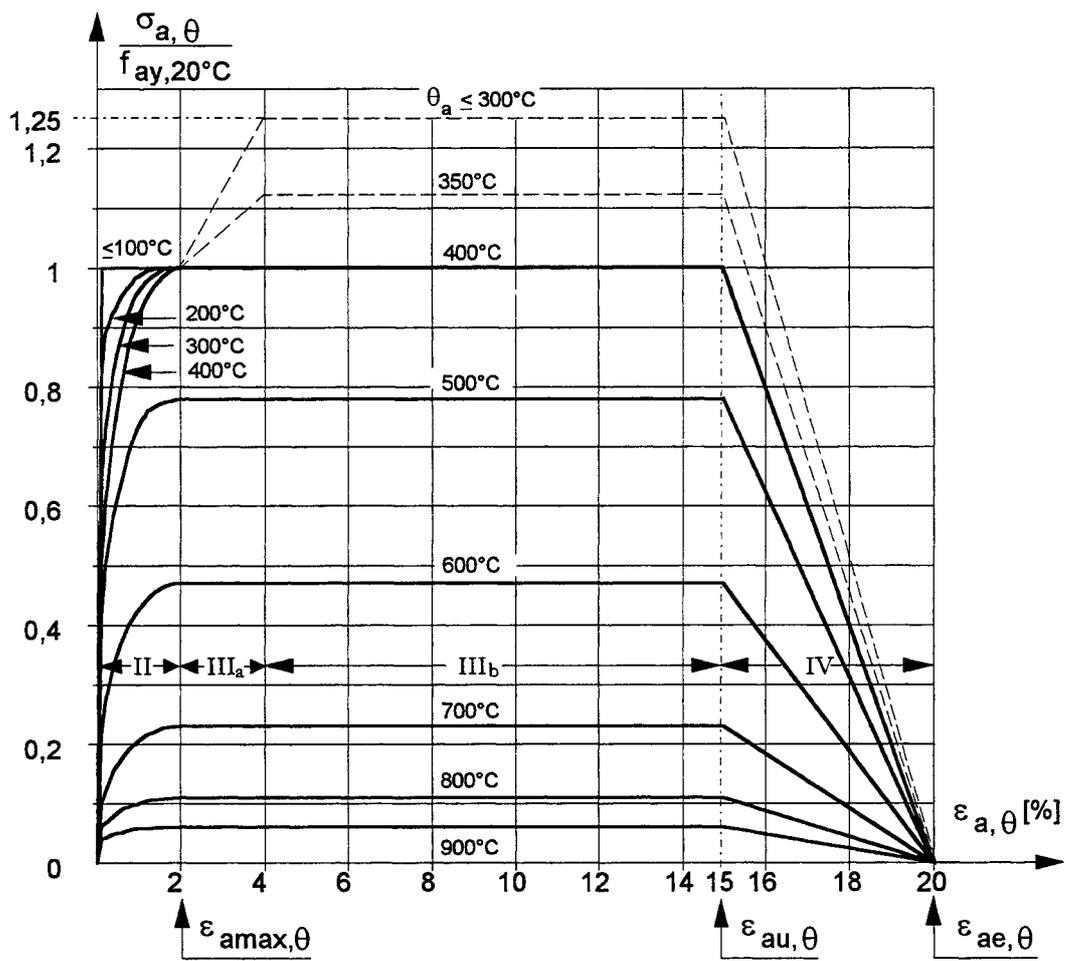


Figure A.2 : Représentation graphique des relations contrainte-déformation de l'acier de construction à température élevée incluant l'écrouissage

- (7) Les paramètres principaux $\bar{E}_{q,\theta}$, $f_{ap,\theta}$, $f_{amax,\theta}$ et $f_{au,\theta}$ de l'option alternative avec écrouissage peuvent être obtenus à partir des facteurs de réduction k_θ de la figure A.3.

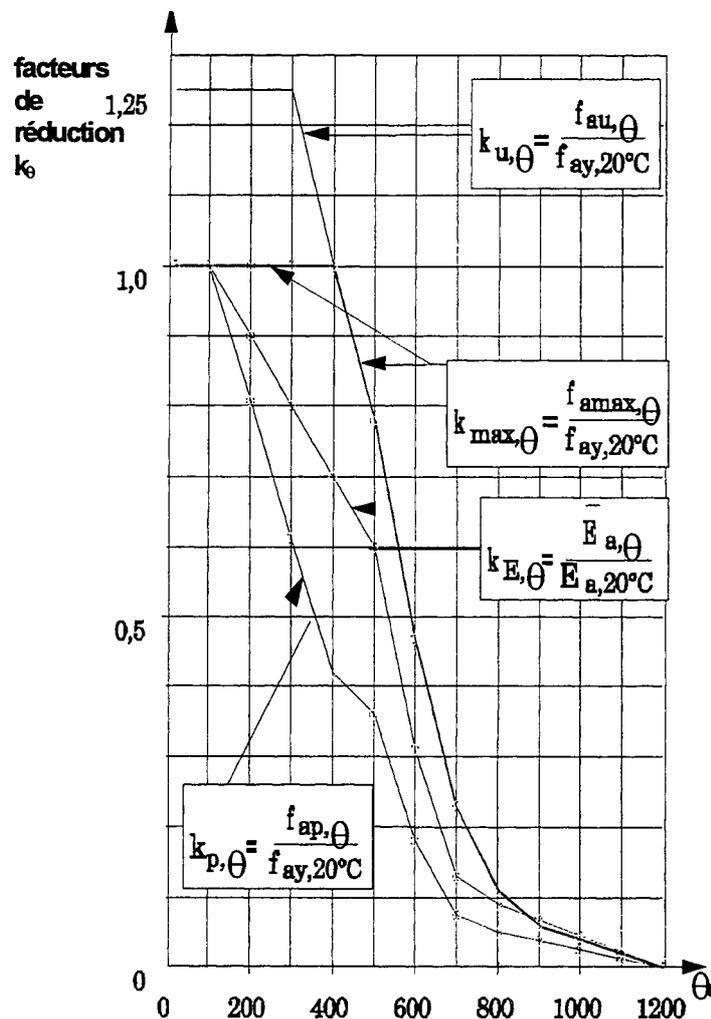


Figure A.3 : Facteurs de réduction k_θ pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction incluant l'écrouissage, à température élevée (voir également le tableau 3.2 de la section 3.2.1)

Annexe B (informative)

Relations contrainte-déformation à température élevée pour le béton de silice

B - C Pour les bétons ordinaires, les valeurs à utiliser doivent être conformes au Document d'Application National de l'ENV 1992-1-2.

- (1) Une représentation graphique des relations contrainte-déformation du béton siliceux est donnée sur la figure B.1 jusqu'à une déformation maximale $\epsilon_{ce,\theta} = 5,0\%$. Cette représentation correspond à la formule mathématique de la figure 3.2 et au tableau 3.3 de la section 3.2.2.
- (2) Le domaine d'utilisation et les valeurs de $\epsilon_{cu,\theta}$, recommandées, correspondant à $f_{c,\theta}$ suivant la figure 3.2, peuvent être extraits du tableau B.1.
- (3) Les valeurs recommandées de $\epsilon_{ce,\theta}$ peuvent être extraites du tableau B.1.

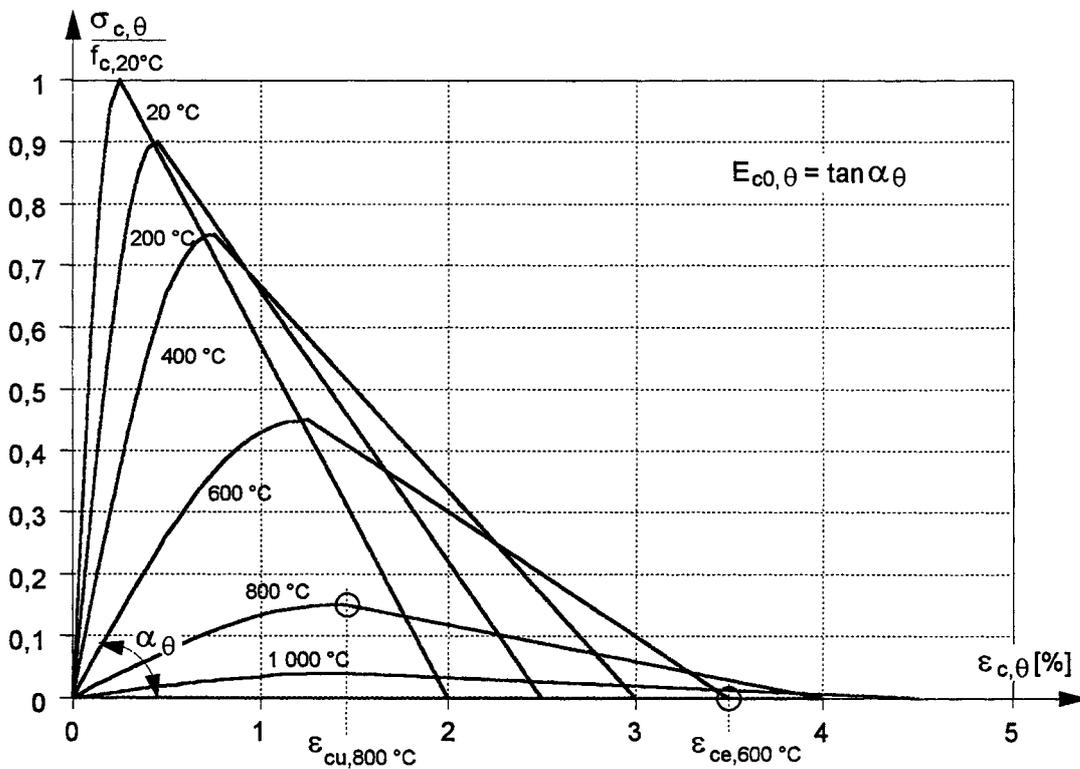


Figure B.1 : Représentation graphique des relations contrainte-déformation du béton siliceux, avec une branche descendante linéaire, comprenant les valeurs recommandées $\epsilon_{cu,\theta}$ et $\epsilon_{ce,\theta}$ du tableau B.1

Tableau B.1 : Paramètres $\varepsilon_{cu,\theta}$ et $\varepsilon_{ce,\theta}$ définissant le domaine recommandé de la branche descendante, pour les relations contrainte-déformation du béton à température élevée

Température du béton θ_c [°C]	$\varepsilon_{cu,\theta} \times 10^3$		$\varepsilon_{ce,\theta} \times 10^3$
	Domaine autorisé	Valeur recommandée	Valeur recommandée
20	2,5	2,5	20,0
100	2,5 : 4	3,5	22,5
200	3,0 : 5,5	4,5	25,0
300	4,0 : 7,0	6,0	27,5
400	4,5 : 10	7,5	30,0
500	5,5 : 15	9,5	32,5
600	6,5 : 25	12,5	35,0
700	7,5 : 25	14,0	37,5
800	8,5 : 25	14,5	40,0
900	10 : 25	15,0	42,5
1 000	10 : 25	15,0	45,0
1 100	10 : 25	15,0	47,5
1 200	/	15,0	50,0

- (4) Les paramètres principaux $f_{c,\theta}$ et $\varepsilon_{cu,\theta}$ des relations contrainte-déformation à température élevée, pour le béton siliceux de masse volumique courante et pour le béton léger, peuvent être représentés par la figure B.2.

La résistance en compression $f_{c,\theta}$ et la déformation correspondante $\varepsilon_{cu,\theta}$ définissent complètement le domaine 1 du modèle de matériau, avec les formules de la figure 3.2 (voir également le tableau 3.3 de la section 3.2.2).

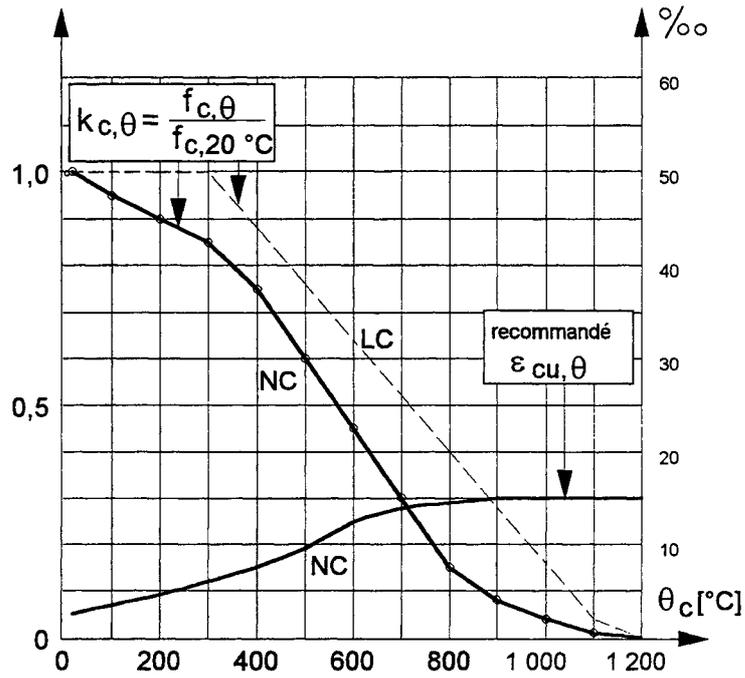


Figure B.2 : Paramètres des relations contrainte-déformation à température élevée pour le béton siliceux de masse volumique courante normal (NC) et pour le béton léger (LC)

Annexe C (informative)

Relations contrainte-déformation du béton adaptées à l'incendie naturel avec branche de température décroissante

C - CR Les modalités d'application de cette annexe relèvent des méthodes des calculs avancés (voir paragraphe 4.4).

- (1) Le béton, en refroidissant à la température ambiante de 20 °C après avoir atteint une température maximale θ_{\max} , ne retrouve pas sa résistance à la compression initiale $f_{c,20^{\circ}\text{C}}$.
- (2) Quand on considère la branche descendante de la courbe de température du béton (voir figure C.1), la valeur de $\varepsilon_{\text{cu},\theta}$ et celle de la pente de la branche descente de la relation contrainte-déformation peuvent toutes deux rester égales aux valeurs correspondant à θ_{\max} (voir figure C.2).
- (3) La résistance à la compression résiduelle du béton échauffé à une température maximale θ_{\max} , puis refroidi à la température ambiante de 20 °C, peut être donnée par :

$$f_{c,\theta,20^{\circ}\text{C}} = \varphi \cdot f_{c,20^{\circ}\text{C}}$$

où, pour :

$$20^{\circ}\text{C} \leq \theta_{\max} < 100^{\circ}\text{C} \quad \varphi = k_{c,\theta_{\max}}$$

$$100^{\circ}\text{C} \leq \theta_{\max} < 300^{\circ}\text{C} \quad \varphi = 0,95 - 0,185 (\theta_{\max} - 100)/200$$

$$\theta_{\max} \geq 300^{\circ}\text{C} \quad \varphi = 0,9 k_{c,\theta_{\max}}$$

NOTE : Le facteur de réduction est celui de la clause (3) de la section 3.2.2.

- (4) Pendant la phase de refroidissement du béton avec $\theta_{\max} \geq \theta \geq 20^{\circ}\text{C}$, la résistance à la compression sur cylindre correspondante $f_{c,\theta}$ peut être interpolée linéairement entre $f_{c,\theta_{\max}}$ et $f_{c,20^{\circ}\text{C}}$.
- (5) Les règles précédentes sont illustrées par la figure C.2 pour un béton de classe C40/50, comme suit :

$$\theta_1 = 200^{\circ}\text{C} \quad f_{c,\theta_1} = 0,9 \times 40 = 36 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{\text{cu},\theta_1} = 0,45 \%$$

$$\varepsilon_{\text{ce},\theta_1} = 2,5 \%$$

$$\theta_2 = 400^{\circ}\text{C} \quad f_{c,\theta_2} = 0,75 \times 40 = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{\text{cu},\theta_2} = 0,75 \%$$

$$\varepsilon_{\text{ce},\theta_2} = 3,0 \%$$

Pour une température maximale éventuelle de $\theta_{\max} = 600 \text{ }^\circ\text{C}$:

$$f_{c,\theta_{\max}} = 0,45 \times 40 = 18 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_{\max}} = 1,25 \%$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_{\max}} = 3,5 \%$$

Pour toute température inférieure obtenue pendant la phase de refroidissement, telle que $\theta_3 = 400 \text{ }^\circ\text{C}$:

$$f_{c,\theta_{20^\circ\text{C}}} = 0,9 k_{c,\theta_{\max}} f_{c,20^\circ\text{C}} = 0,9 \times 0,45 \times 40 = 16,2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,\theta_3} = f_{c,\theta_{\max}} - (f_{c,\theta_{\max}} - f_{c,20^\circ\text{C}}) (\theta_{\max} - \theta_3) / (\theta_{\max} - 20) = 17,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{cu,\theta_3} = \varepsilon_{cu,\theta_{\max}} = 1,25 \%$$

$$\varepsilon_{ce,\theta_3} = \varepsilon_{cu,\theta_3} + (\varepsilon_{ce,\theta_{\max}} - \varepsilon_{cu,\theta_{\max}}) f_{c,\theta_3} / f_{c,\theta_{\max}} = 3,4 \%$$

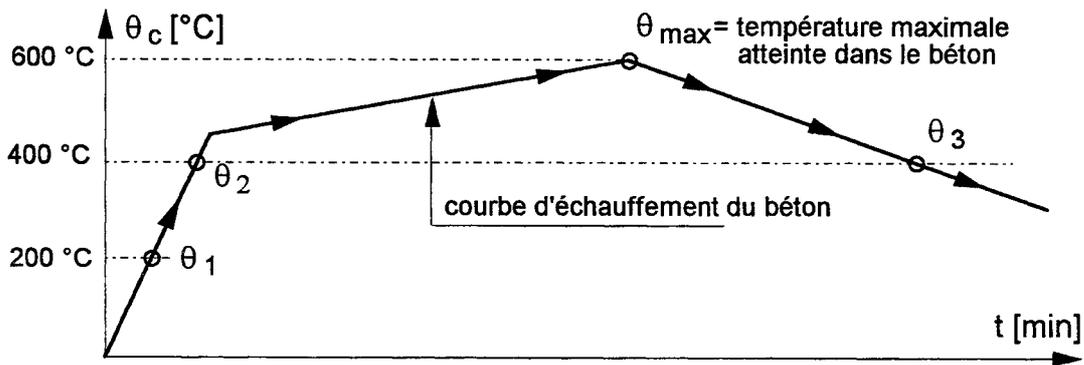


Figure C.1

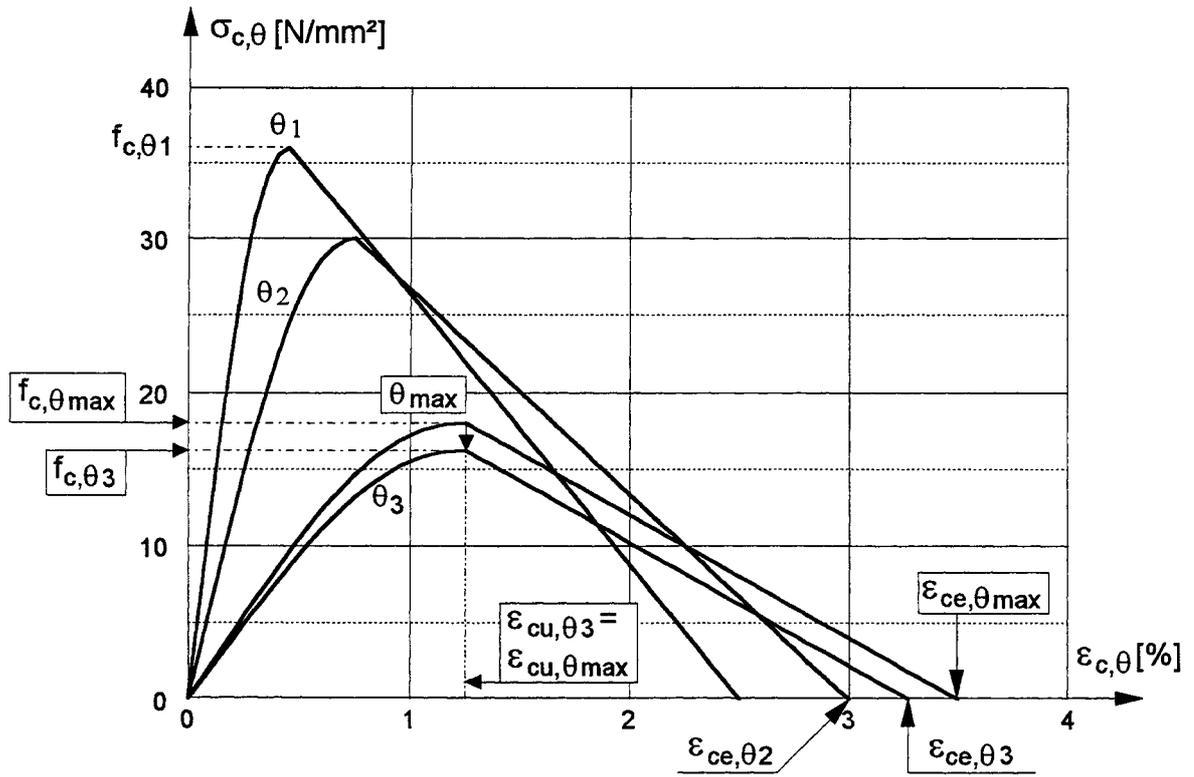


Figure C.2

Annexe D (normative)

Modèle de calcul du moment résistant positif d'une poutre en acier connectée à une dalle de béton et soumise à un incendie en face inférieure de la dalle

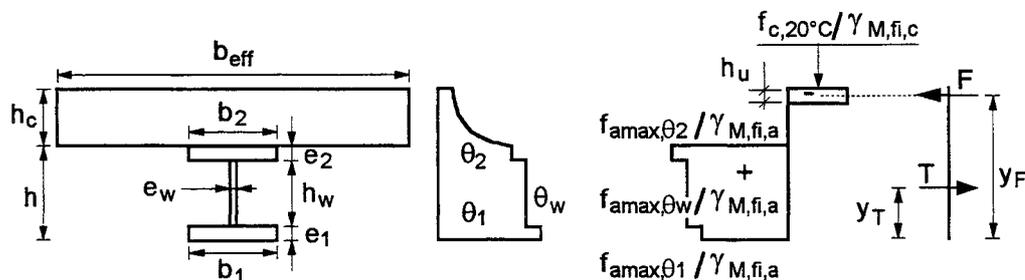


Figure D.1 : Exemple de distribution de contraintes lorsque $(h_c - h_u) \leq h_{cr}$ (voir clause (4))

(1) Suivant la figure D.1, la force de traction T et son point d'application y_T sont obtenus par :

$$T = [f_{amax,\theta_1}(b_1e_1) + f_{amax,\theta_w}(h_w e_w) + f_{amax,\theta_2}(b_2e_2)] / \gamma_{M,fi,a}$$

$$y_T = [f_{amax,\theta_1}(b_1(e_1^2 / 2)) + f_{amax,\theta_w}(h_w e_w)(e_1 + h_w / 2) + f_{amax,\theta_2}(b_2e_2)(h - e_2 / 2)] / (T \gamma_{M,fi,a})$$

avec $f_{amax,\theta}$ égal au niveau de contrainte maximale défini à la section 3.2.1 pour la température θ calculée selon la section 4.3.3.2.

D (1) - C Cet article suppose a priori que l'axe neutre plastique se situe dans la dalle.

(2)P La valeur de la force de traction obtenue en (1) doit être limitée par :

$$T \leq N \cdot P_{fi,Rd}$$

où :

N est le nombre de connecteurs placés sur la demi portée d'une poutre sur appuis simples et

$P_{fi,Rd}$ est la résistance au cisaillement d'un connecteur en situation d'incendie, selon la section 4.3.3.5.

D (2)P - I N est le nombre de connecteurs placés entre l'appui d'extrémité et la section transversale critique en travée.

(3) L'épaisseur de la zone comprimée h_u est déterminée par :

$$F = T, \text{ et}$$

$$h_u = T / (b_{eff} \cdot f_{c,20^\circ C} / \gamma_{M,fi,c})$$

avec b_{eff} , la largeur participante selon la section 4.2.2 de l'ENV 1994-1-1, et $f_{c,20^\circ C}$ la résistance en compression du béton à la température normale.

(4) Deux cas peuvent se produire :

$(h_c - h_u) \geq h_{cr}$; h_{cr} étant l'épaisseur X selon le tableau 4.10, nécessaire pour avoir une température du béton en dessous de 250 °C. Dans ce cas, la clause (16) de la section 4.3.3.2 s'applique.

ou

$(h_c - h_u) \leq h_{cr}$; certaines couches de la zone comprimée du béton sont à une température supérieure à 250 °C. Dans ce cas, il faut considérer une diminution de la résistance à la compression du béton suivant la section 3.2.2. On peut procéder par itération en supposant une température moyenne de chaque tranche de 10 mm d'épaisseur, sur la base du tableau 4.10, de manière à obtenir :

$$T = F = \left[(h_c - h_{cr})(b_{eff})f_{c,20^\circ C} + \sum_{i=2}^{n-1} (10b_{eff})f_{c,\theta_i} + (h_{u,n} b_{eff})f_{c,\theta_n} \right] / \gamma_{M,f,c}$$

où :

$$h_u = (h_c - h_{cr}) + 10 (n - 2) + h_{u,n} \text{ [mm] ; et}$$

n est le nombre total de couches de béton comprimé, y compris la couche supérieure $(h_c - h_{cr})$ avec une température inférieure à 250 °C.

D (4) - C Cet article suppose a priori que l'axe neutre plastique se situe dans la dalle.

(5) Le point d'application de cette force de compression est obtenu par :

$$y_F \equiv h + h_c - (h_u/2)$$

et le moment résistant positif est :

$$M_{fi,Rd}^+ = T(y_F - y_T)$$

avec T , la force de traction donnée par la plus petite valeur de (1) ou de (2)P.

(6) Ce modèle de calcul peut être utilisé pour une dalle mixte avec une tôle profilée en acier, à condition que dans (3) et dans (4) h_c soit remplacé par h_{eff} défini par la clause (2) de la section 4.3.1.2 et h_u soit limité par h_1 défini par la figure 4.1.

D (6) - C Dans l'article (5) h_c reste l'épaisseur totale de la dalle.

(7) Ce modèle de calcul, établi en liaison avec la section 4.3.3.4, peut être utilisé pour le modèle de température critique de la section 4.3.3.3, en supposant que $\theta_1 = \theta_w = \theta_2 = \theta_{cr}$.

D (7) - I Ce modèle de calcul ne se place pas dans le même cadre d'hypothèses que celui de la méthode de la température critique.

(8) Une approche similaire peut être utilisée si l'axe neutre ne se trouve pas dans le béton, mais dans la poutre en acier.

D A - Annexe DD (normative)

Modèle de calcul de la résistance d'une poutre continue avec profil en acier connectée à une dalle en béton et soumise à un incendie en face inférieure de la dalle

DD.1 Calcul du moment résistant positif $M_{fi,Rd}^+$

(1) Pour le calcul du moment résistant positif, il convient de se référer à l'annexe D en tenant compte de la clause DD.2 (6).

DD.2 Calcul du moment résistant négatif $M_{fi,Rd}^-$ sur appui intermédiaire (ou au droit d'un encastrement)

- (1) La largeur participante de la dalle sur appui intermédiaire b_{eff}^- (ou au droit d'un encastrement d'extrémité) est déterminée de façon à ce que l'aire (A_s) de la section des armatures prise en compte situe l'axe neutre plastique hors de la dalle, la dalle étant supposée fissurée sur toute son épaisseur. Cette largeur participante ne doit pas être supérieure à celle déterminée à température ordinaire selon la section 4.2.2 de l'ENV 1994-1-1.
- (2) Les barres longitudinales d'armature tendue sont considérées à l'état de contrainte plastique f_{smax, θ_s} où θ_s est la température dans la dalle au niveau où se situe la nappe d'armature.
- (3) Les clauses qui suivent se placent dans l'hypothèse où l'on peut considérer l'axe neutre à l'interface entre la dalle et le profilé. La même démarche peut être utilisée si l'axe neutre se trouve dans le profilé en acier, en adaptant les formules en conséquence.
- (4) Le moment résistant de la section est déterminé sur la base du diagramme plastique des contraintes présenté sur la figure DD.1, avec les températures $\theta_1, \theta_2, \theta_w$ calculées selon la section 4.3.3.2.

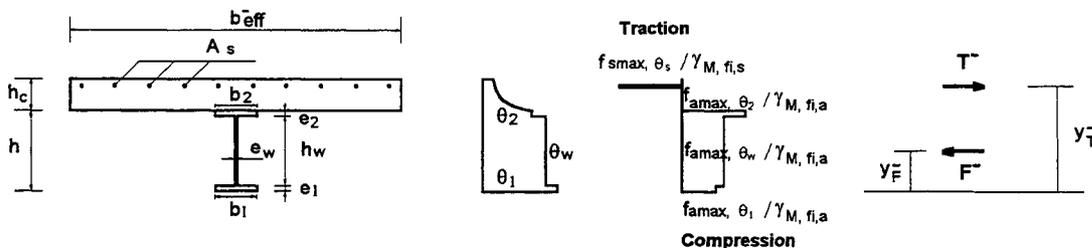


Figure DD.1

(5) Le moment résistant négatif est donné par :

$$M_{fi,Rd}^- = T^- (y_T^- - y_F^-)$$

où :

T^- est l'effort plastique de l'armature en traction, égal à l'effort de compression F^- dans le profilé en acier.

(à suivre)

- (6) La valeur de l'effort de compression F dans la dalle au droit de la section transversale critique en travée (voir D (2)P) doit être limitée par :

$$F \leq N \times P_{fi,Rd} - T$$

où :

- N est le nombre de connecteurs placés entre cette section transversale critique et l'appui intermédiaire (ou l'encastrement) ;
- $P_{fi,Rd}$ est la résistance au cisaillement d'un connecteur en situation d'incendie, comme au paragraphe 4.3.3.5.

- (7) Les règles précédentes de ce paragraphe DD.2 sont applicables aux sections de classe 1 ou 2 en situation d'incendie. Elles sont applicables aux autres classes de section sous réserve de tenir compte des modifications spécifiées en (8), (9) et (10).
- (8) Lorsque l'âme de la section mixte n'est pas en classe 1 ou 2 en situation d'incendie, sa contribution doit être négligée.
- (9) Lorsque la semelle en acier de la section mixte, non connectée à la dalle, est en classe 3 en situation d'incendie, sa largeur doit être réduite à la valeur efficace donnée par le tableau 5.3.3 de l'ENV 1993-1-1 et calculée en appliquant l'article 5.3.5 (3) de ce document en remplaçant f_y et E respectivement par $f_{amax,\theta 1}$ et E_θ .
- (10) Lorsque la semelle en acier de la section mixte, non connectée à la dalle, est en classe 4 en situation d'incendie, sa contribution doit être négligée.

DD.3 Calcul de la résistance en flexion de la poutre en situation d'incendie

- (1) La résistance de calcul en flexion d'une poutre en situation d'incendie $R_{fi,d,t}$ peut être déterminée à l'aide d'une analyse globale plastique, les résistances plastiques en flexion des sections critiques étant déterminées conformément à l'ensemble du paragraphe DD.2.

DD.4 Résistance locale aux appuis

- (1)P La résistance locale du profilé en acier doit être vérifiée vis-à-vis de la réaction au droit d'un appui (ou d'un encastrement d'extrémité).
- (2) La température du raidisseur θ_r est déterminée en fonction de sa propre massivité A_r/V_r , selon le paragraphe 4.3.3.2.
- (3) La résistance locale du profilé en acier au droit d'un appui (ou d'un encastrement d'extrémité) est prise égale à la plus petite des valeurs suivantes :
- la résistance au flambement ;
 - la résistance à l'écrasement.

(à suivre)

- (4) Pour déterminer la résistance au flambement, il convient d'inclure dans la section efficace du raidisseur une largeur d'âme maximale égale à $15\varepsilon_0 e_w$ de part et d'autre du raidisseur (voir figure DD.2). L'élanement réduit de la section du raidisseur avec l'âme associée $\bar{\lambda}_\theta$ est déterminé selon la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} / \min\{k_{b,\theta_w}, k_{b,\theta_r}\}$$

Les valeurs ε_0 et $k_{b,\theta}$ sont données en 4.3.3.1 (3)P - I.

- (5) Pour déterminer la résistance à l'écrasement, il y a lieu de limiter la largeur d'âme comprise dans la section transversale efficace du raidisseur à la longueur d'appui rigide s_s (voir article 5.7.2 (3) de l'ENV 1993-1-1). La résistance de calcul à l'écrasement $R_{fi,y,Rd}$ de l'âme avec les raidisseurs est obtenue par la formule :

$$R_{fi,y,Rd} = s_s e_w f_{a \max, \theta_w} / \gamma_{M,fi,a} + A_r f_{a \max, \theta_r} / \gamma_{M,fi,a}$$

où :

$f_{a \max, \theta_w}$ et $f_{a \max, \theta_r}$ sont respectivement les niveaux de contraintes maximales d'acier à la température de l'âme θ_w et du raidisseur θ_r .

- (6) Lorsque l'âme du profilé n'est pas en classe 1 ou 2 en situation d'incendie, seul le raidisseur doit être pris en compte dans la vérification de la résistance locale du profilé en acier.

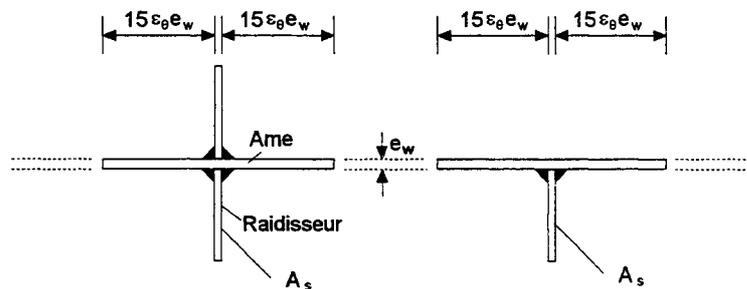


Figure DD.2 : Raidisseurs sur un appui intermédiaire

DD.5 Résistance à l'effort tranchant

- (1) Les paragraphes 4.4.2 et 4.4.3 de l'ENV 1994-1-1 sont applicables en situation d'incendie, sous réserve de déterminer la résistance plastique de calcul à l'effort tranchant par la relation :

$$V_{fi,Rd} = A_v \frac{f_{a \max, \theta_w}}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{\gamma_{M,fi,a}}$$

et de remplacer ε par ε_0 (défini en 4.3.3.1 (3)P - I) dans les conditions à satisfaire par le rapport hauteur-épaisseur d'âme. Lorsqu'il y a interaction entre flexion et effort tranchant, les valeurs $M_{fi,Rd+}$ et $M_{fi,Rd-}$ calculées en DD.1 et DD.2, sont à utiliser dans la condition du paragraphe 4.4.3.2 de l'ENV 1994-1-1.

(à suivre)

- (2) Lorsque la résistance à l'effort tranchant est régie par le voilement par cisaillement, il convient de déterminer la résistance de calcul au voilement par cisaillement $V_{b,fi,Rd}$ de l'âme en acier par l'expression :

$$V_{b,fi,Rd} = d e_W \tau_{ba,\theta_W} / \gamma_{M,fi,a}$$

où :

τ_{ba,θ_W} est la résistance post-critique simple au cisaillement pour la température maximale θ_W atteinte par l'âme.

- (3) La résistance post-critique simple au cisaillement τ_{ba,θ_W} est déterminée comme il est indiqué en 5.6.3 (2) de l'ENV 1993-1-1, mais en utilisant le niveau de contrainte maximale d'acier f_{amax,θ_W} à la température de l'âme et un élancement réduit $\bar{\lambda}_{w,\theta_W}$ donné par :

$$\bar{\lambda}_{w,\theta_W} = \bar{\lambda}_w / k_{b,\theta_w}$$

avec k_{b,θ_w} défini en 4.3.3.1 (3)P - I.

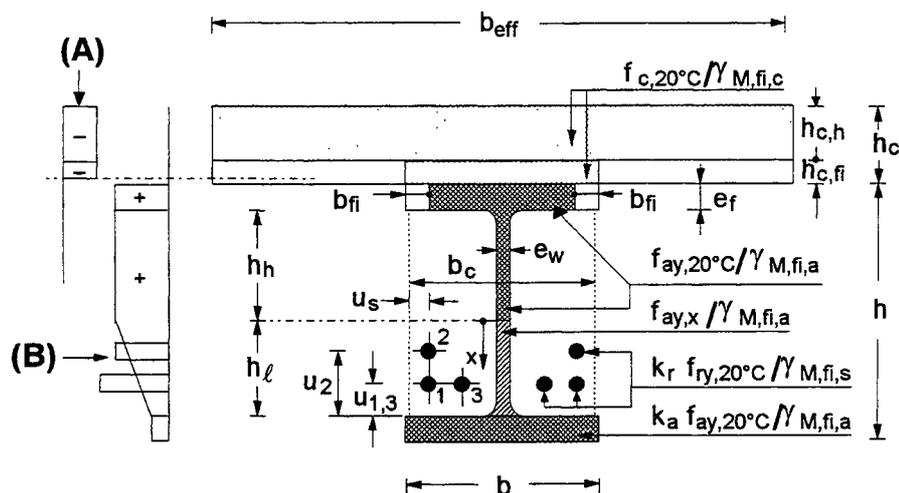
- (4) Lorsqu'il y a interaction entre flexion et voilement par cisaillement, il est admis d'utiliser le même critère d'interaction que celui de l'article DD.5 (1), sous réserve de remplacer la résistance plastique $V_{fi,Rd}$ par la résistance au voilement $V_{b,fi,Rd}$.

(fin)

Annexe E (normative)

Modèle de calcul des moments résistants positifs et négatifs pour une poutre en acier partiellement enrobée de béton, connectée à une dalle de béton et soumise aux conditions de l'incendie normalisé en face inférieure de la dalle

E.1 Section transversale réduite pour le moment résistant positif $M_{FI, RD}^+$



(A) Exemple de distribution de contraintes dans le béton.
 (B) Exemple de distribution de contraintes dans l'acier.

Figure E.1

- (1) La section de la dalle en béton est réduite comme indiqué dans la figure E.1 ; cependant la valeur de calcul de la résistance en compression du béton $f_{c,20°C} / \gamma_{M,fi,c}$ ne varie pas en fonction du degré de résistance au feu. Les valeurs de la réduction d'épaisseur $h_{c,fi}$ de la dalle sont données dans le tableau E.1 pour les différents degrés de résistance au feu.
- (2) Pour les dalles mixtes avec profils à nervures trapézoïdales ou réentrantées, il convient d'adopter une réduction d'épaisseur $h_{c,fi}$ au moins égale à la hauteur h_2 de la nervure de la tôle profilée en acier (voir figure 4.1).
- (3) La température θ_c de la couche de béton $h_{c,fi}$ située directement au dessus de la semelle supérieure, peut être prise égale à 20 °C.

Tableau E.1 : Réduction d'épaisseur $h_{c,fi}$ de la dalle de béton

Résistance à l'incendie normalisé	Réduction de la dalle $h_{c,fi}$ [mm]
R30	10
R60	20
R90	30
R120	40
R180	55

- (4) La largeur active de la semelle supérieure du profilé ($b - 2b_{fi}$) varie en fonction du degré de résistance au feu. Cependant la valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier est prise égale à $f_{ay,20^\circ C} / \gamma_{M,fi,a}$. Les valeurs de la réduction de largeur de la semelle b_{fi} sont données dans le tableau E.2 pour différents degrés de résistance au feu.

Tableau E.2 : Réduction de largeur b_{fi} de la semelle supérieure

Résistance à l'incendie normalisé	Réduction de largeur b_{fi} de la semelle supérieure [mm]
R30	$(e_f/2) + (b - b_c)/2$
R60	$(e_f/2) + 10 + (b - b_c)/2$
R90	$(e_f/2) + 30 + (b - b_c)/2$
R120	$(e_f/2) + 40 + (b - b_c)/2$
R180	$(e_f/2) + 60 + (b - b_c)/2$

E.1 (4) - C En pratique le terme $(b - b_c)$ devrait être nul selon l'exigence exprimée dans l'article 4.3.1 (7) de l'ENV 1994-1-1

E.1 (4) - A Il convient de placer les connecteurs dans la largeur active de la semelle supérieure pour pouvoir, en situation d'incendie, les dimensionner selon les règles à température normale.

- (5) L'âme est divisée en deux parties, la partie supérieure h_h et la partie inférieure h_ℓ . Les valeurs de h_ℓ sont données pour les différents degrés de résistance au feu par la formule $h_\ell = a_1/b_c + a_2 \cdot e_w / (b_c \cdot h)$. Les paramètres a_1 et a_2 sont donnés dans le tableau E.3 pour $h/b_c \leq 1$ ou $h/b_c \geq 2$.

La partie inférieure h_ℓ est donnée directement dans le tableau E.3 pour $1 < h/b_c < 2$.

- (6) Il convient d'avoir la partie inférieure h_ℓ de l'âme toujours supérieure ou égale à $h_{\ell,min}$ donnée dans le tableau E.3.
- (7) Pour la partie supérieure h_h de l'âme, la valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier est égale à $f_{ay,20^\circ C} / \gamma_{M,fi,a}$. Pour la partie inférieure, la valeur de calcul de la limite d'élasticité dépend de la distance x mesurée depuis la limite de la partie supérieure de l'âme (voir la figure E.1). La limite d'élasticité réduite dans h_ℓ est obtenue par :

$$f_{ay,x} = f_{ay,20^\circ C} [1 - x(1 - k_a) / h_\ell]$$

où :

k_a est le facteur de réduction de la limite d'élasticité de la semelle inférieure donné en (8). Cela conduit à une distribution trapézoïdale des contraintes dans h_ℓ .

- (8) L'aire de la semelle inférieure du profilé en acier n'est pas modifiée. Sa limite d'élasticité est réduite par le facteur k_a indiqué dans le tableau E.4. Le facteur de réduction k_a est limité par les valeurs minimale et maximale indiquées dans ce tableau.

Tableau E.3 : Partie inférieure de l'âme h_ℓ [mm] et $h_{\ell,min}$ [mm], avec $h_{\ell,max}$ égal à $(h - 2e_f)$

	Résistance à l'incendie normalisé	a_1 [mm ²]	a_2 [mm ²]	$h_{\ell,min}$ [mm]
	R30	3 600	0	20
	R60	9 500	20 000	30
$h/b_c \leq 1$	R90	14 000	160 000	40
	R120	23 000	180 000	45
	R180	35 000	400 000	55
	R30	3 600	0	20
	R60	9 500	0	30
$h/b_c \geq 2$	R90	14 000	75 000	40
	R120	23 000	110 000	45
	R180	35 000	250 000	55
	R30	$h_\ell = 3\,600/b_c$		20
	R60	$h_\ell = 9\,500/b_c + 20\,000 (e_w/b_c h)(2 - h/b_c)$		30
$1 < h/b_c < 2$	R90	$h_\ell = 14\,000/b_c + 75\,000(e_w/b_c h) + 85\,000(e_w/b_c h)(2 - h/b_c)$		40
	R120	$h_\ell = 23\,000/b_c + 110\,000 (e_w/b_c h) + 70\,000(e_w/b_c h)(2 - h/b_c)$		45
	R180	$h_\ell = 35\,000/b_c + 25\,000(e_w/b_c h) + 150\,000 (e_w/b_c h)(2 - h/b_c)$		55

Tableau E.4 : Facteur de réduction k_a de la limite d'élasticité de la semelle inférieure, avec $a_0 = (0,018 \cdot e_f + 0,7)$

Résistance à l'incendie normalisé	Facteur de réduction k_a	$k_{a,min}$	$k_{a,max}$
R30	$[(1,12)-(84/b_c)+(h/22b_c)] a_0$	0,5	0,8
R60	$[(0,21)-(26/b_c)+(h/24b_c)] a_0$	0,12	0,4
R90	$[(0,12)-(17/b_c)+(h/38b_c)] a_0$	0,06	0,12
R120	$[(0,1)-(15/b_c)+(h/40b_c)] a_0$	0,05	0,10
R180	$[(0,03)-(3/b_c)+(h/50b_c)] a_0$	0,03	0,06

- (9) La limite d'élasticité des armatures diminue avec leur température. Leur facteur de réduction k_r est donné dans le tableau E.5 ; il dépend du degré de résistance au feu et de la position de l'armature. Le facteur de réduction k_r est limité par les valeurs minimale et maximale indiquées dans ce tableau.

Tableau E.5 : Facteur de réduction k_r de la limite élastique d'une armature, avec

$$A_m = 2h + b_c \text{ [mm]}$$

$$V = hb_c \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$u = 1/[(1/u_i) + (1/u_{si}) + 1/(b_c \cdot e_w - u_{si})]$$

où :

u_i est la distance [mm] entre l'axe de l'armature et la face intérieure de la semelle ; et

u_{si} est la distance [mm] entre l'axe de l'armature et le nu du béton (voir la figure E.1).

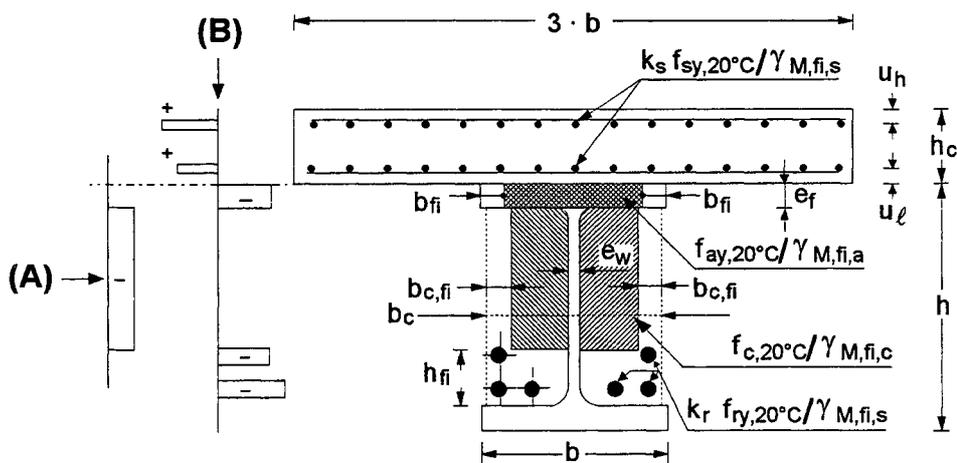
$k_r = (ua_3 + a_4)a_5/\sqrt{(A_m/V)}$				$k_{r,min}$	$k_{r,max}$
Résistance à l'incendie normalisé	a_3	a_4	a_5	0,1	1
R30	0,062	0,16	0,126		
R60	0,034	- 0,04	0,101		
R90	0,026	- 0,154	0,090		
R120	0,026	- 0,284	0,082		
R180	0,024	- 0,562	0,076		

- (10) L'enrobage des armatures devra satisfaire (5) de la section 5.1.

(11) Dans les zones de moment positif, il faudra vérifier que le béton armé entre les semelles résiste par lui-même à l'effort tranchant.

E.1 (11)-I Aucune contribution du béton armé entre les semelles ne doit être prise en compte lorsque le béton est fissuré (voir article G.2.2.2 (2)P de l'ENV 1994-1). Il convient de vérifier que la résistance de l'âme au cisaillement, compte tenu de la distribution de limite d'élasticité selon l'article (7), est au moins égale à 2 fois l'effort tranchant de calcul (voir paragraphe 4.4.3.1 de l'ENV 1994-1-1).

E.2 Section transversale réduite pour le moment résistant négatif $M_{fi,rD}$



(A) Exemple de distribution de contraintes dans le béton.
 (B) Exemple de distribution de contraintes dans l'acier.

Figure E.2

- (1) La limite d'élasticité des armatures de la dalle est multipliée par un facteur de réduction k_s , donné dans le tableau E.6 ; il dépend du degré de résistance au feu et de la position des armatures. Le facteur de réduction k_s est limité par les valeurs minimale et maximale indiquées dans ce tableau

Tableau E.6 : Facteur de réduction k_s de la limite d'élasticité des armatures de la dalle de béton avec u , distance [mm] du centre des armatures à la face inférieure de la dalle, égale à u_ℓ ou à $(h_c - u_h)$ (voir la figure E.2)

Résistance à l'incendie normalisé	Facteur de réduction k_s	$k_{s,min}$	$k_{s,max}$
R30	1	0	1
R60	$(0,022 u) + 0,34$		
R90	$(0,0275 u) - 0,1$		
R120	$(0,022 u) - 0,2$		
R180	$(0,018 u) - 0,26$		

- (2) Pour la semelle supérieure du profilé, la clause (4) de la section E.1 s'applique.
- (3) La section transversale du béton entre les semelles est réduite comme indiqué dans la figure E.2, mais la valeur de calcul de la résistance du béton à la compression $f_{c,20°C} / \gamma_{M,fi,c}$ ne varie pas avec les degrés de résistance au feu. Les valeurs de la réduction de largeur $b_{c,fi}$ et de hauteur h_{fi} du béton, sont indiquées dans le tableau E.7. Les réductions de largeur et de hauteur sont limitées par les valeurs minimales indiquées dans ce tableau.

Tableau E.7 : Réduction de la section transversale du béton entre les semelles

Résistance à l'incendie normalisé	h_{fi} [mm]	$h_{fi,min}$ [mm]
R30	25	25
R60	$165 - (0,4b_c) - 8 (h/b_c)$	30
R90	$220 - (0,5b_c) - 8(h/b_c)$	45
R120	$290 - (0,6b_c) - 10(h/b_c)$	55
R180	$360 - (0,7b_c) - 10(h/b_c)$	65

Résistance à l'incendie normalisé	$b_{c,fi}$ [mm]	$b_{c,fi,min}$ [mm]
R30	25	25
R60	$60 - (0,15b_c)$	30
R90	$70 - (0,1b_c)$	35
R120	$75 - (0,1b_c)$	45
R180	$85 - (0,1b_c)$	55

- (4) Pour les armatures situées dans le béton d'enrobage du profilé, la clause E.1 (9) s'applique.
- (5) En ce qui concerne l'enrobage des armatures, il convient de satisfaire la clause 5.1 (5).
- (6) Dans les zones de moment fléchissant négatif, on suppose que l'effort tranchant est transmis par l'âme en acier, celle-ci étant négligée dans le calcul du moment résistant négatif.
- (7) Il convient de déterminer la résistance de l'âme en acier à l'effort tranchant suivant la clause 4.4.2.2 (2) de l'ENV 1994-1-1 en utilisant la clause E.1 (7).

E.2 (7) - A Dans l'article 4.4.2.2 (2) de l'ENV 1994-1-1, le coefficient partiel de sécurité γ_a est remplacé par $\gamma_{M,fi,a}$.

Annexe F (normative)

Modèle de calcul par sommation pondérée de la résistance à l'incendie normalisé de poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé dans le cas de flambement suivant l'axe faible

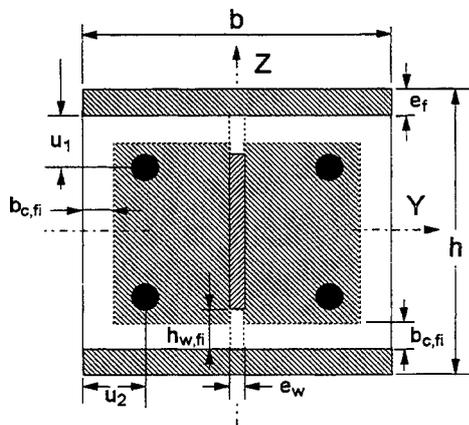


Figure F.1 : Section réduite pour le calcul de résistance au feu

F.1 Introduction

(1)P Ce modèle de calcul est basé sur les principes et sur les règles indiqués dans la section 4.3.6.1, mais a été développé uniquement lorsque la section fléchit autour de l'axe Z, se traduisant par :

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z N_{fi,pl,Rd}$$

(2) Pour calculer la valeur de la résistance plastique en compression axiale $N_{fi,pl,Rd}$ et de la rigidité efficace en flexion $(EI)_{fi,eff,z}$ en situation d'incendie, la section est divisée en quatre parties :

- les semelles du profilé en acier ;
- l'âme du profilé en acier ;
- le béton situé entre les semelles ; et,
- les barres d'armatures.

(3) Chaque partie peut être évaluée en prenant une résistance caractéristique réduite, un module d'élasticité réduit et une section transversale réduite en fonction des degrés de résistance à l'incendie normalisé R30, R60, R90 ou R120.

(4) La valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion de la section peuvent être obtenues, selon les clauses (4) et (5) de la section 4.3.6.1, par une sommation pondérée des valeurs correspondantes des quatre parties.

(5)P Les propriétés de résistance et déformation de l'acier et du béton, à température élevée, doivent satisfaire aux principes et règles correspondants de la section 3.2.

F.2 Semelles du profilé en acier

- (1) La température moyenne des semelles peut être déterminée par :

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t(A_m/V)$$

où :

t est la durée d'exposition au feu, en minutes ;

A_m/V est le facteur de massiveté en m^{-1} , défini avec $A_m = 2(h + b)$, en m, et, $V = h.b$, en m^2 ;

$\theta_{o,t}$ est une température, en °C, donnée par le tableau F.1 ;

k_t est un coefficient empirique donné par le tableau F.1.

Tableau F.1

Résistance à l'incendie normalisé	$\theta_{o,t}$ [°C]	k_t [m°C]
R30	550	9,65
R60	680	9,55
R90	805	6,15
R120	900	4,65

- (2) À partir de la température $\theta = \theta_{f,t}$ le niveau de contrainte maximal et le module d'élasticité correspondants sont déterminés par :

$$f_{amax,f,t} = f_{ay,f,20^\circ C} k_{max,\theta}$$

et

$$\bar{E}_{a,f,t} = E_{a,f,20^\circ C} k_{E,\theta}$$

avec

$k_{max,\theta}$ et $k_{E,\theta}$, selon le tableau 3.2 de la section 3.2.

- (3) La valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion des deux semelles du profilé en acier en situation d'incendie sont déterminées par :

$$N_{fi,pl,Rd,f} = 2(b \cdot e_f \cdot f_{amax,f,t}) / \gamma_{M,fi,a}$$

et

$$(EI)_{fi,f,z} = \bar{E}_{a,f,t} (e_f \cdot b^3 / 6)$$

F.3 Ame du profilé en acier

- (1) Il convient de négliger une partie d'âme de hauteur $h_{w,fi}$ commençant à la face intérieure de la semelle (voir figure F.1). Elle est déterminée par :

$$h_{w,fi} = 0,5(h-2e_f)(1-\sqrt{1-0,16(H_t/h)})$$

où :

H_t est donné par le tableau F.2.

Tableau F.2

Résistance à l'incendie normalisé	H_t [mm]
R30	350
R60	770
R90	1 100
R120	1 250

- (2) Le niveau de contrainte maximal est obtenu par :

$$f_{amax,w,t} = f_{ay,w,20^\circ C} \sqrt{1-0,16(H_t/h)}$$

- (3) La valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion de l'âme du profilé en acier en situation d'incendie sont déterminées par :

$$N_{fi,pl,Rd,w} = e_w (h-2e_f-2h_{w,fi}) \cdot f_{amax,w,t} / \gamma_{M,fi,a}$$

$$(EI)_{fi,w,z} = E_{a,w,20^\circ C} (h-2e_f-2h_{w,fi}) e_w^3 / 12$$

F.4 Béton

- (1) Il convient de négliger, dans les calculs, une couche externe de béton, d'une épaisseur $b_{c,fi}$ (voir figure F.1). L'épaisseur $b_{c,fi}$ est donnée dans le tableau F.3, avec A_m/V , le facteur de massiveté en m^{-1} de toute la section mixte.

Tableau F.3

Résistance à l'incendie normalisé	$b_{c,fi}$ [mm]
R30	4,0
R60	15,0
R90	$0,5(A_m/V) + 22,5$
R120	$2,0(A_m/V) + 24,0$

- (2) La température moyenne dans le béton $\theta_{c,t}$ est donnée dans le tableau F.4, en fonction du facteur de massiveté A_m/V de toute la section mixte et pour les degrés de résistance à l'incendie normalisé.

Tableau F.4

R30		R60		R90		R120	
A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]						
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
-	-	50	600	33	600	23	600
-	-	-	-	54	800	38	800
-	-	-	-	-	-	41	900
-	-	-	-	-	-	43	1 000

- (3) À partir de la température $\theta = \theta_{c,t}$, le module sécant du béton est obtenu par :

$$E_{c,sec,\theta} = f_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} = f_{c,20^\circ C} k_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta}$$

avec

$k_{c,\theta}$ et $\varepsilon_{cu,\theta}$, selon le tableau 3.3 de la section 3.2.

- (4) La valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion du béton en situation d'incendie sont déterminées par :

$$N_{fi,pl,Rd,c} = 0,86[(h-2e_f-2b_{c,fi})(b-e_w-2b_{c,fi})-A_s] \cdot f_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c}$$

où :

A_s est la section des barres d'armatures ;

0,86 est un facteur de calibration.

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta} [\{ (h-2e_f-2b_{c,fi})((b-2b_{c,fi})^3 - e_w^3)/12 \} - I_{s,z}]$$

où :

$I_{s,z}$ est le moment d'inertie des barres d'armatures par rapport à l'axe principal d'inertie Z de la section mixte.

F.5 Barres d'armatures

- (1) Le facteur de réduction $k_{y,t}$ de la limite d'élasticité et le facteur de réduction $k_{E,t}$ du module d'élasticité des barres d'armatures sont définis en fonction de la résistance à l'incendie normalisé et de la moyenne géométrique u des distances entre l'axe d'armature et les faces du béton (voir les tableaux F.5 et F.6).

Tableau F.5 : Facteur de réduction $k_{y,t}$ de la limite d'élasticité $f_{sy,20^\circ\text{C}}$ des armatures

Résistance à l'incendie normalisé	u [mm]				
	40	45	50	55	60
R30	1	1	1	1	1
R60	0,789	0,883	0,976	1	1
R90	0,314	0,434	0,572	0,696	0,822
R120	0,170	0,223	0,288	0,367	0,436

Tableau F.6 : Facteur de réduction $k_{E,t}$ du module d'élasticité $E_{s,20^\circ\text{C}}$ des armatures

Résistance à l'incendie normalisé	u [mm]				
	40	45	50	55	60
R30	0,830	0,865	0,888	0,914	0,935
R60	0,604	0,647	0,689	0,729	0,763
R90	0,193	0,283	0,406	0,522	0,619
R120	0,110	0,128	0,173	0,233	0,285

- (2) La moyenne géométrique u des distances des axes u_1 et u_2 est obtenue par :

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2}$$

où :

u_1 est la distance de l'axe de la barre d'armature extérieure à la face interne de la semelle [mm] ; et,

u_2 est la distance de l'axe de la barre d'armature extérieure au parement de béton [mm].

NOTE: Si $(u_1 - u_2) > 10$ mm, $u = \sqrt{u_2(u_2 + 10)}$,
 ou $(u_2 - u_1) > 10$ mm, $u = \sqrt{u_1(u_1 + 10)}$.

F.5 (2) - C La barre d'armature "extérieure" est la barre la plus éloignée du centre de gravité de la section mixte

- (3) La valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité en flexion des barres d'armatures en situation d'incendie sont obtenues par :

$$N_{fi,pl,Rd,s} = A_s \cdot k_{y,t} \cdot f_{sy,20^\circ C} / \gamma_{M,fi,s}$$

$$(EI)_{fi,s,z} = k_{E,t} \cdot E_{s,20^\circ C} \cdot I_{s,z}$$

F.6 Calcul de la charge axiale de flambement a température élevée

- (1) Selon (4) de la section F.1, la valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion de la section en situation d'incendie sont obtenues à partir de :

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s}$$

$$(EI)_{fi,eff,z} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta} (EI)_{fi,w,2} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{fi,s,z}$$

où :

$\varphi_{i,\theta}$ est un coefficient de réduction dépendant de l'effet des contraintes thermiques. Les valeurs de $\varphi_{i,\theta}$ sont indiquées dans le tableau F.7. Pour le béton, ce coefficient satisfait à 4.8.3.5 (1) de l'ENV 1994-1-1.

Tableau F.7

Résistance à l'incendie normalisé	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R30	1,0	1,0	0,8	1,0
R60	0,9	1,0	0,8	0,9
R90	0,8	1,0	0,8	0,8
R120	1,0	1,0	0,8	1,0

- (2) La charge de flambement d'Euler ou charge élastique critique est alors :

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 (EI)_{fi,eff,z} / l_e^2$$

où :

l_e est la longueur de flambement du poteau en situation d'incendie.

F.6 (2) - C l_e est la longueur de flambement du poteau pour la flexion suivant l'axe faible "z".

(3) L'élanement réduit est obtenu par:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}}$$

où :

$N_{fi,pl,R}$ est la valeur de $N_{fi,pl,Rd}$ selon (1) quand les facteurs $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,c}$ et $\gamma_{M,fi,s}$ sont pris égaux à 1,0.

(4) En utilisant $\bar{\lambda}_\theta$ et la courbe de flambement c de l'ENV 1993-1-1, on peut calculer le coefficient de réduction χ_z et obtenir la charge axiale de calcul au flambement en situation d'incendie par :

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{fi,pl,Rd}$$

(5) Le domaine d'application de la méthode de cette annexe est le suivant pour les différents degrés de résistance à l'incendie normalisé :

R30	:	b et h ≤ 230 mm	→	$l_\theta \leq 13,5 \cdot b$	
R60	:	pour 230 mm ≤ b < 300 mm ou h/b > 3	→	$l_\theta \leq 10 \cdot b$	
		pour b ≥ 300 mm et h/b ≤ 3	→	$l_\theta \leq 13,5 \cdot b$	
R90	}	b ≥ 300 mm et h ≥ 300 mm			
et			pour h/b > 3	→	$l_\theta \leq 10 \cdot b$
R120			pour h/b ≤ 3	→	$l_\theta \leq 13,5 \cdot b$

F.6 (5) - C Le domaine d'application concerne à la fois les conditions sur b, h et l_θ .

(6) Les valeurs de calcul de la résistance des éléments en compression axiale ou les charges axiales de calcul au flambement $N_{fi,Rd,z}$ sont indiquées dans les figures F.2 et F.3 en fonction de la longueur de flambement l_θ pour les profilés de la série HEA, de nuance d'acier S355 (Fe 510) pour des classes de béton C40/50, pour des barres d'armatures de nuance S500, et pour les différentes classes de résistance à l'incendie normalisé R60, R90 et R120.

Ces abaques de calcul sont établis avec les coefficients de sécurité partiels $\gamma_{M,fi}$ donnés en 2.3 (3)P.

F.6 (6) - I Les figures F.2 et F.3 sont relatives à une valeur $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$ et ne sont donc pas utilisables dans le cadre de cette norme. Des charges axiales de calcul au flambement relatives à une valeur $\gamma_{M,fi,c} = 1,3$ sont données dans le DTU P92-704 (DTU feu-poteaux mixtes).

F.7 Charges excentrées

(1) Pour un poteau soumis à une charge excentrée d'une valeur δ , la charge de calcul de flambement $N_{fi,Rd,\delta}$ peut être obtenue par :

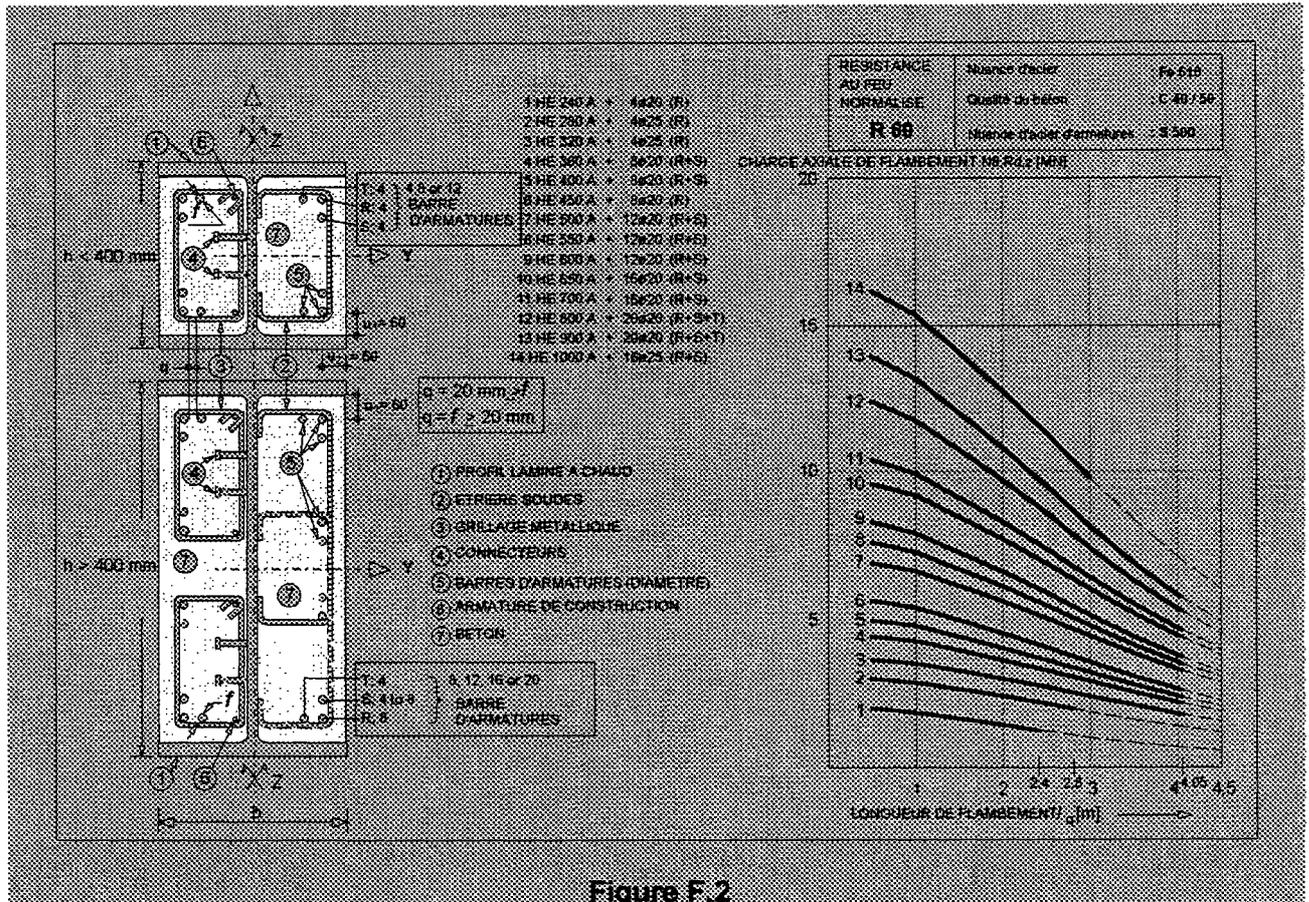
$$N_{fi,Rd,\delta} = N_{fi,Rd} (N_{Rd,\delta} / N_{Rd})$$

où :

N_{Rd} et $N_{Rd,\delta}$ représentent la charge axiale de flambement et la charge de flambement dans le cas d'une charge excentrée, calculée selon l'ENV 1994-1-1, à température normale.

F.7 (1) - A La formule n'est applicable que dans le cas où le point d'application de la charge est sur l'axe Y (voir figure F.2).

(2) Le point d'application de la charge excentrée doit rester à l'intérieur de la section mixte du poteau.



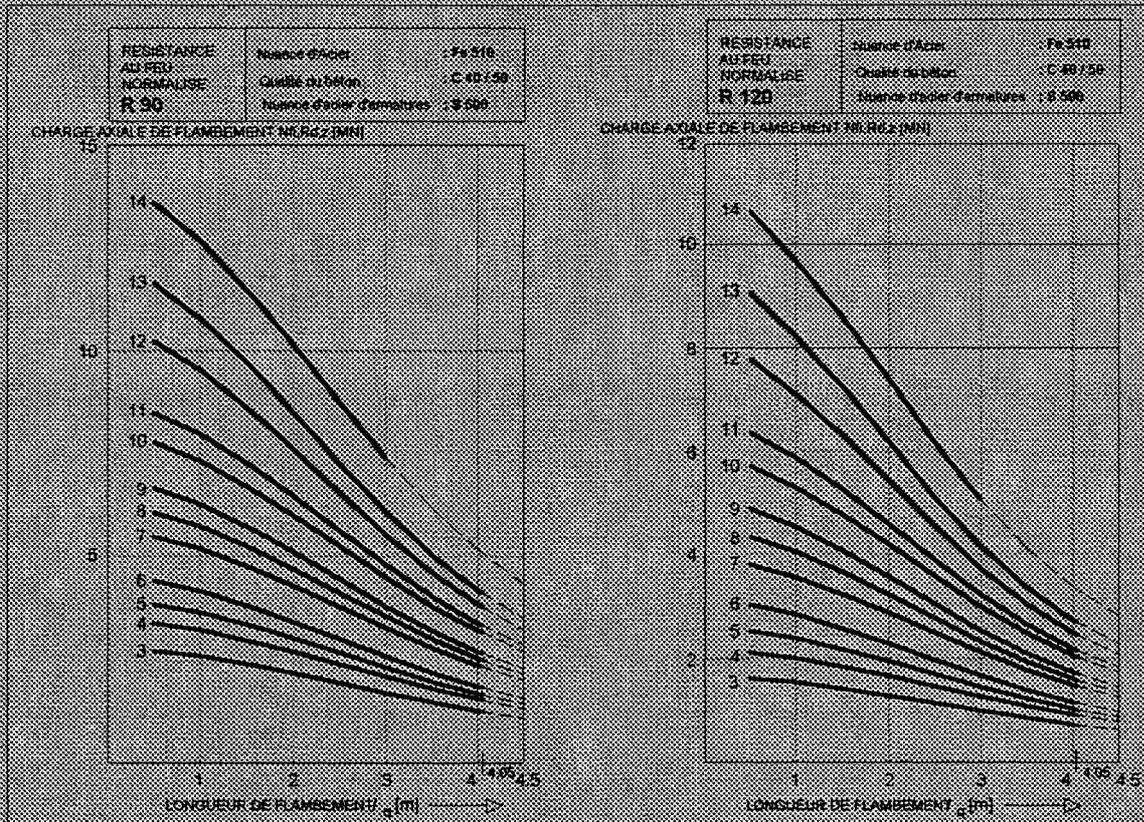


Figure F.3

Annexe G (normative)

Modèle de calcul simplifiée pour les profils creux remplis de béton exposés aux conditions d'incendie normalisé

G.1 Introduction

- (1) Le modèle de calcul permettant de déterminer la valeur de calcul de la résistance d'un profil creux rempli de béton, en compression axiale et en situation d'incendie, est divisé en deux étapes indépendantes :

- calcul du champ de température dans la section mixte après une durée d'exposition au feu donnée ; et
- détermination de la charge axiale de calcul au flambement $N_{fi,Rd}$ pour le champ de température obtenu précédemment.

NOTE : Pendant la période d'ENV, le présent modèle de calcul sera mise en cohérence avec les principes et les règles de la section 4.3.6.1 et avec les propriétés des matériaux des sections 3.2 et 3.3.

G.2 Champ de température

- (1) La valeur de calcul du flux thermique net $\dot{h}_{net,d}$ du feu vers le poteau mixte est déterminée en accord avec les sections 4.1 et 4.2 de l'ENV 1991-2-2 et la clause (3) de la section 2.2.

- (2) Pour le calcul du champ de température, on suppose que :

- la température dans l'épaisseur de la paroi en acier est uniforme ;
- il n'y a pas de résistance thermique entre la paroi en acier et le béton ;
- la température des barres d'armatures est celle du béton à la même position ; et
- il n'y a pas de gradient thermique longitudinal dans le poteau.

- (3) Le flux thermique net transmis au noyau de béton est obtenu par :

$$\dot{h}_{net,d} = \rho_a c_a e \left[\frac{\partial \theta_a}{\partial t} \right]$$

- (4) Le transfert thermique dans le noyau de béton est régi par l'équation suivante :

$$c_{c,\theta} \cdot \rho_c \cdot \frac{\partial \theta_c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_{c,\theta} \cdot \frac{\partial \theta_c}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\lambda_{c,\theta} \cdot \frac{\partial \theta_c}{\partial z} \right)$$

- (5) Pour des sections carrées de côté "b", il convient de limiter à 2 cm la taille de la maille "m" utilisée en calculant avec une méthode de différences finies, de façon à ce que $b = n_1 m \sqrt{2}$ avec n_1 , nombre de mailles le long du côté "b".

- (6) Pour des sections circulaires de diamètre "d", il convient de limiter à 2 cm la distance entre deux mailles circulaires "n" utilisées en calculant avec une méthode de différences finies, de façon à ce que $d = n_2 n$, avec n_2 nombre de mailles le long du diamètre "d".

G.3 Charge axiale de calcul au flambement à température élevée

- (1) Pour les profils creux remplis de béton, il convient de déterminer la charge axiale de calcul au flambement $N_{fi,Rd}$ par :

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd}$$

avec

$$N_{fi,cr} = \pi^2 [E_{a,\theta,\sigma} \cdot I_a + E_{c,\theta,\sigma} \cdot I_c + E_{s,\theta,\sigma} \cdot I_s] / l_\theta^2$$

et

$$N_{fi,pl,Rd} = A_a \sigma_{a,\theta} / \gamma_{M,fi,a} + A_c \sigma_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} + A_s \sigma_{s,\theta} / \gamma_{M,fi,s}$$

où :

$N_{fi,cr}$ est la charge critique de flambement d'Euler ;

$N_{fi,pl,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale de la section complète ;

l_θ est la longueur de flambement en situation d'incendie ;

$E_{i,\theta,\sigma}$ est le module tangent déduit de la relation contrainte-déformation pour le matériau i à la température θ , et pour une contrainte $\sigma_{i,\theta}$;

I_i est le moment d'inertie de la section du matériau i par rapport à l'axe principal d'inertie y ou z de la section mixte ;

A_i est l'aire de la section transversale du matériau i ;

$\sigma_{i,\theta}$ est la contrainte dans le matériau i à la température θ .

- (2) $E_{i,\theta,\sigma}$, I_i et $A_i \sigma_{i,\theta}$ doivent être calculés en sommant toutes les aires élémentaires $dy \cdot dz$ avec le champ de températures θ après une durée d'incendie t.

- (3) Les valeurs de $E_{i,t}$ et $\sigma_{i,t}$ à utiliser sont telles que :

$$\varepsilon_a = \varepsilon_c = \varepsilon_s = \varepsilon$$

où :

ε est la déformation axiale du poteau ; et

ε_i est la déformation axiale du matériau i de la section.

- (4) Les relations contrainte-déformation à utiliser pour les profils en acier dans le modèle de calcul de cette annexe ont les expressions suivantes :

$$\frac{\sigma_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} = -0,06 + 1,416 \left[\frac{E_{a,\theta} \cdot \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right] - 0,651 \left[\frac{E_{a,\theta} \cdot \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right]^2 + 0,103 \left[\frac{E_{a,\theta} \cdot \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right]^3$$

$$\frac{E_{a,\theta,\sigma}}{E_{a,\theta}} = 1,416 - 1,302 \left[\frac{E_{a,\theta} \cdot \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right] + 0,309 \left[\frac{E_{a,\theta} \cdot \varepsilon_{a,\theta}}{f_{ay,\theta}} \right]^2$$

où :

$$\frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}} = 1,0 + \theta / (900 \log_e (\theta / 1\,750)) \quad \text{si } 0^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C}$$

$$\frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}} = (340 - 0,34\theta) / (\theta - 240) \quad \text{si } 600^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,000^\circ\text{C}$$

$$\frac{E_{a,\theta}}{E_{a,20^\circ\text{C}}} = 1,0 + \theta / (2\,000 \log_e (\theta / 1\,100)) \quad \text{si } 0^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C}$$

$$\frac{E_{a,\theta}}{E_{a,20^\circ\text{C}}} = (690 - 0,69\theta) / (\theta - 53,5) \quad \text{si } 600^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,000^\circ\text{C}$$

NOTE : $E_{a,\theta}$ est le module tangent à l'origine dans la relation contrainte-déformation de l'acier de construction en situation d'incendie.

- (5) Pour les barres d'armatures, les formules de la clause (4) peuvent être utilisées, à l'exception de $f_{sy,\theta}$ et $E_{s,\theta}$ qui sont donnés dans le tableau G.1.

Tableau G.1

Température θ_s [°C]	0	400	580	750
$\frac{E_{s,\theta}}{E_{s,20^\circ\text{C}}}$ ou $\frac{f_{sy,\theta}}{f_{sy,20^\circ\text{C}}}$	1	1	0,15	0

- (6) Les relations contrainte-déformation à utiliser dans le modèle de calcul pour le béton sont les suivantes :

$$\frac{\sigma_{c,\theta}}{f_{c,\theta}} = \frac{E_{c,\theta} \cdot \varepsilon_{c,\theta}}{f_{c,\theta}} \left[1 - \left(\frac{E_{c,\theta} \cdot \varepsilon_{c,\theta}}{4f_{c,\theta}} \right) \right] \quad \text{et} \quad \frac{E_{c,\theta,\sigma}}{E_{c,\theta}} = 1 - \left[\frac{E_{c,\theta} \cdot \varepsilon_{c,\theta}}{2f_{c,\theta}} \right]$$

où :

$f_{c,\theta}$ et $E_{c,\theta}$ sont exprimés dans le tableau G.2.

Tableau G.2

Température θ_c [°C]	0	50	200	250	400	600	1 000
$\frac{f_{c,\theta}}{f_{c,20^\circ\text{C}}}$	1	1	1	1	0,76	0,45	0
$\frac{E_{c,\theta}}{E_{c,20^\circ\text{C}}}$	1	1	0,5	0,41	0,15	0,05	0,05

(7) Les charges axiales de calcul au flambement $N_{fi,Rd}$ peuvent être données par des abaques comme ceux des figures G.3 et G.4, en fonction des paramètres physiques appropriés.

G.3(7) - I Les figures G.3 et G.4 sont relatives à une valeur $\gamma_{M,fi,c} = 1,00$ et ne sont donc pas utilisables dans le cadre de cette norme. Des charges axiales de calcul de flambement relatives à une valeur $\gamma_{M,fi,c} = 1,3$ sont données dans le DTU P92-704 (DTU feu-poteaux mixtes).

G.4 Charges excentrées

- (1) En situation d'incendie, il convient que le rapport entre le moment de flexion et la force axiale $M/N = \delta$, à l'extrémité du poteau, ne dépasse pas 0,5 fois la dimension b ou d de la section transversale.
- (2) Dans le cas d'une excentricité de charge δ , la charge axiale équivalente N_{equ} à utiliser avec les abaques de calcul de la charge axiale en situation d'incendie, peut être obtenue par :

$$N_{equ} = N_{fi,Sd} / (\varphi_s \varphi_\delta)$$

où :

- φ_s est donné par la figure G.1 et φ_δ par la figure G.2 ; et
- l_θ est la longueur de flambement ;
- b est le côté d'une section carrée ;
- d est le diamètre d'une section circulaire ;
- δ est l'excentricité de la charge.

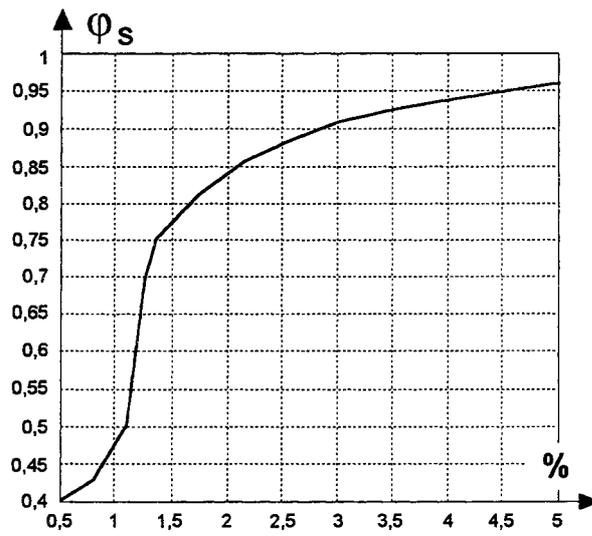


Figure G.1 : Facteur de correction ϕ_s en fonction du pourcentage d'armatures

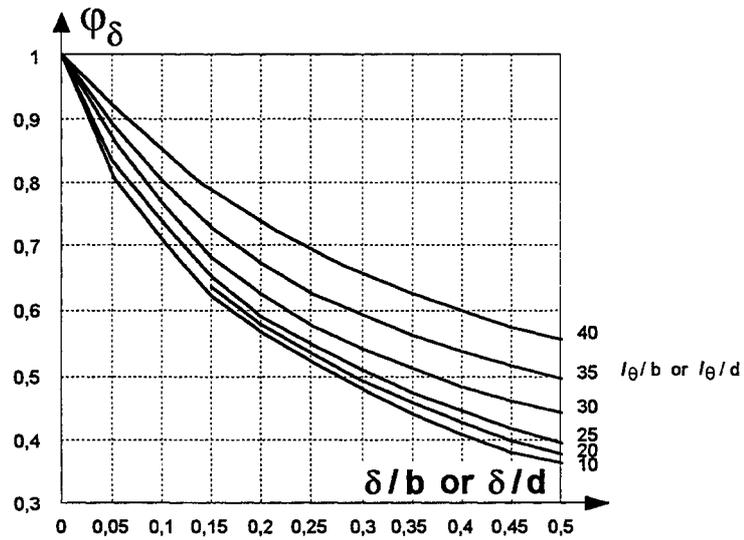


Figure G.2 : Facteur de correction ϕ_δ en fonction de l'excentricité δ

Courbe de calcul de béton	Qualité	$A_s/(A_c + A_s)$ %
1	C20/25	1,0
2	C20/25	2,5
3	C20/25	4,0
4	C30/37	1,0
5	C30/37	2,5
6	C30/37	4,0
7	C40/50	1,0
8	C40/50	2,5
9	C40/50	4,0

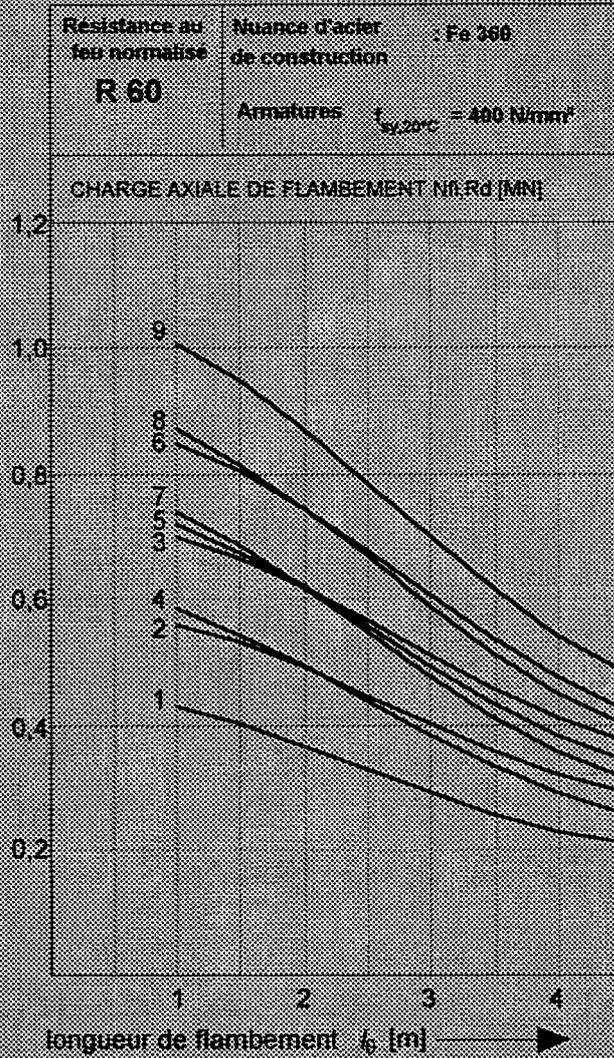
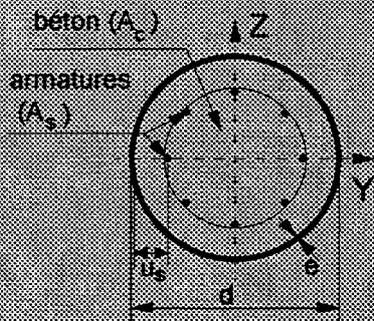
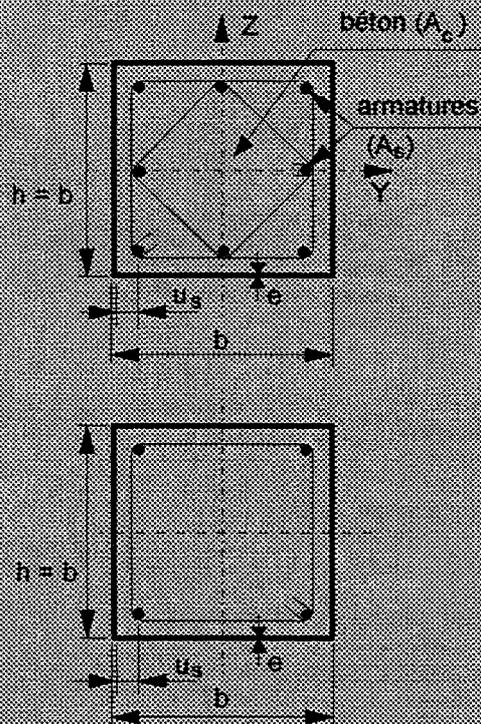


Figure G.3 : Abaque de calcul pour un profil creux circulaire de 219,1 x 4,5

Courbe de calcul de béton	Qualité de béton	$A_s/(A_c + A_s)$ %
1	C20/25	1.0
2	C20/25	2.5
3	C20/25	4.0
4	C30/37	1.0
5	C30/37	2.5
6	C30/37	4.0
7	C40/50	1.0
8	C40/50	2.5
9	C40/50	4.0



Résistance au feu normalisée
R 120

Nuance d'acier de construction : Fe 300
 Armatures $f_{yk,20°C} = 400 \text{ N/mm}^2$

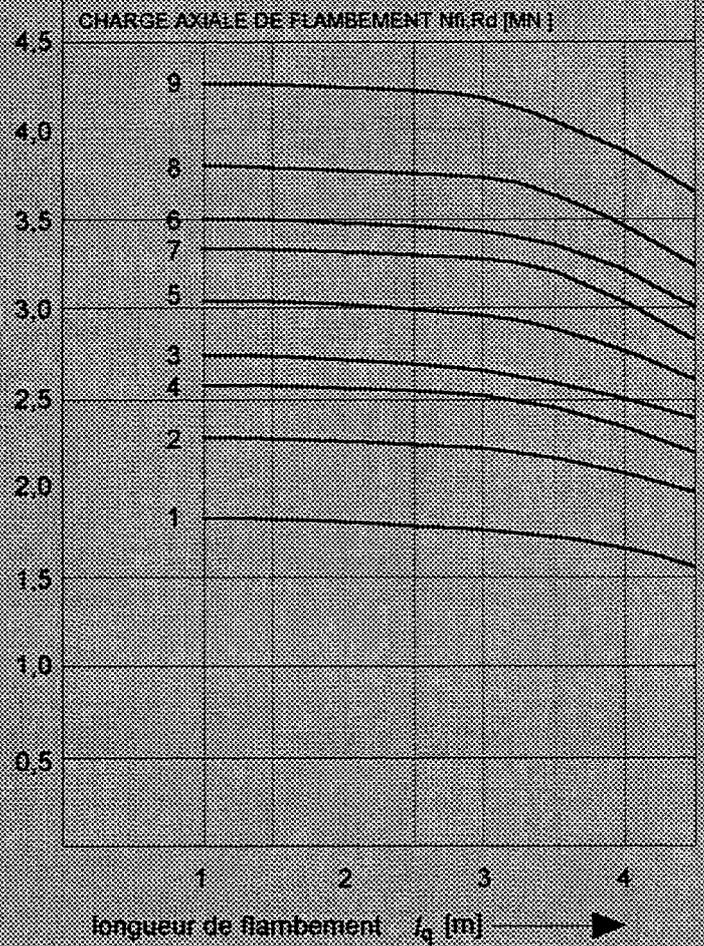


Figure G.4 : Abaque de calcul pour un profil creux carré de 400 x 10

Annexe H (informative)

Conception et évaluation de modèles expérimentaux

H.1 Introduction

- (1) Des résultats d'essais peuvent être utilisés pour prouver le comportement au feu d'éléments de structures, de sous-ensemble ou de structures complètes, s'ils proviennent d'essais réalisés de manière adéquate.
- (2) Il convient de mener les essais suivant l'une des actions thermiques possibles définies à la section 4, de l'ENV 1991-2-2.
- (3) Il convient d'obtenir des résultats d'essais conduisant à une justification globale de la résistance au feu d'une structure ou d'une de ses parties.
- (4) Il convient de tenir compte dans les essais des conditions d'échauffement se produisant dans un incendie et des actions mécaniques appropriées. Le résultat est la durée pendant laquelle la structure conserve sa résistance sous l'action combinée du feu et des charges statiques.
- (5) Il convient d'obtenir des résultats d'essais conduisant à une information partielle plus précise concernant une ou plusieurs étapes des modèles de calcul mentionnés précédemment.
- (6) Une information partielle peut concerner l'isolation thermique d'une dalle, le champ de température dans une section, ou le type de ruine d'un élément de structure.
- (7) Il convient d'effectuer les essais au moins 5 mois après le bétonnage.

H.2 Essai pour une justification globale

- (1) Il convient que la conception de l'élément essayé et les actions mécaniques appliquées reflètent les conditions d'utilisation.
- (2) Il y a lieu de considérer que les essais conduits sous l'incendie normalisé selon les normes CEN satisfont à la règle précédemment mentionnée.
- (3) Il convient de n'utiliser les résultats obtenus que dans les conditions spécifiques de l'essai, et, s'il existe, dans le champ d'application agréé par les normes CEN.

H.3 Essai pour une information partielle

- (1) Il convient de concevoir les éléments essayés en fonction de la nature de l'information partielle recherchée.
- (2) Les conditions d'essai peuvent être différentes de celles d'utilisation de l'élément de structure, si cela n'a pas d'influence sur l'information partielle recherchée.
- (3) L'utilisation d'une information partielle obtenue par essai est limitée aux mêmes paramètres que ceux qui ont été étudiés pendant l'essai.

- (4) En ce qui concerne le transfert thermique, les résultats sont valables pour des éléments de même dimensions de section transversale et pour des conditions d'échauffement semblables.
- (5) En ce qui concerne le mécanisme de ruine, les résultats sont valables pour le même dimensionnement de la structure, ou d'une de ses parties, les mêmes conditions aux extrémités et le même niveau de chargement.
- (6) Les résultats d'essais obtenus suivant les règles mentionnées précédemment peuvent être utilisés à la place de l'information donnée par les modèles de calcul des sections 4.2, 4.3 et 4.4.