

Eurocode 6

**Calcul des ouvrages en maçonnerie**

**Partie 1-1 : Règles générales pour ouvrages  
en maçonnerie armée et non armée**

**Norme Marocaine homologuée**

Par décision du Directeur de l'Institut Marocain de Normalisation N°.....du ..... 2019,  
publiée au B.O. N° ..... du ..... 2020.

## Correspondance

La présente norme nationale est identique à l'EN 1996-1-1:2005+A1:2012.  
est reproduite avec la permission du CEN, Avenue Marnix 17, B-1000 Bruxelles.  
Tous droits d'exploitation des Normes Européennes sous quelque forme que ce soit et par tous  
moyens sont réservés dans le monde entier au CEN et à ses Membres Nationaux, et aucune  
reproduction ne peut être engagée sans permission explicite et par écrit du CEN par l'IMANOR.

## Droits d'auteur

Droit de reproduction réservés sauf prescription différente aucune partie de cette publication ne peut  
être reproduite ni utilisée sous quelque forme que ce soit et par aucun procédé électronique ou  
mécanique y compris la photocopie et les microfilms sans accord formel. Ce document est à usage  
exclusif et non collectif des clients de l'IMANOR, Toute mise en réseau, reproduction et rediffusion, sous  
quelque forme que ce soit, même partielle, sont strictement interdites.

## Avant-Propos National

L'Institut Marocain de Normalisation (IMANOR) est l'Organisme National de Normalisation. Il a été créé par la Loi N° 12-06 relative à la normalisation, à la certification et à l'accréditation sous forme d'un Etablissement Public sous tutelle du Ministère chargé de l'Industrie et du Commerce.

Les normes marocaines sont élaborées et homologuées conformément aux dispositions de la Loi N° 12-06 susmentionnée.

La présente norme marocaine a été reprise de la norme européenne EN conformément à l'accord régissant l'affiliation de l'Institut Marocain de Normalisation (IMANOR) au Comité Européen de Normalisation (CEN).

Tout au long du texte du présent document, lire « ... la présente norme européenne ... » avec le sens de « ... la présente norme marocaine... ».

Toutes les dispositions citées dans la présente norme, relevant du dispositif réglementaire européen (textes réglementaires européens, directives européennes, étiquetage et marquage CE, ...) sont remplacés par les dispositions réglementaires ou normatives correspondantes en vigueur au niveau national, le cas échéant.

La présente norme marocaine NM EN 1996-1-1 a été examinée et adoptée par la Commission de Normalisation des bases de calcul des constructions (077).

NORME EUROPÉENNE  
EUROPÄISCHE NORM  
EUROPEAN STANDARD

**EN 1996-1-1:2005+A1**

Novembre 2012

ICS : 91.010.30 ; 91.080.30

Remplace EN 1996-1-1:2005

**Version française**

**Eurocode 6 —  
Calcul des ouvrages en maçonnerie —  
Partie 1-1 : Règles générales pour ouvrages  
en maçonnerie armée et non armée**

Eurocode 6 —  
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten —  
Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes  
und unbewehrtes Mauerwerk

Eurocode 6 —  
Design of masonry structures —  
Part 1-1: General rules for reinforced  
and unreinforced masonry structures

La présente Norme européenne a été adoptée par le CEN le 23 juin 2005 et inclut l'Amendement A1 approuvé par le CEN le 6 juillet 2012.

Les membres du CEN sont tenus de se soumettre au Règlement Intérieur du CEN/CENELEC, qui définit les conditions dans lesquelles doit être attribué, sans modification, le statut de norme nationale à la Norme européenne. Les listes mises à jour et les références bibliographiques relatives à ces normes nationales peuvent être obtenues auprès du Centre de Gestion ou auprès des membres du CEN.

La présente Norme européenne existe en trois versions officielles (allemand, anglais, français). Une version dans une autre langue faite par traduction sous la responsabilité d'un membre du CEN dans sa langue nationale et notifiée au Centre de Gestion, a le même statut que les versions officielles.

Les membres du CEN sont les organismes nationaux de normalisation des pays suivants : Allemagne, Ancienne République yougoslave de Macédoine, Autriche, Belgique, Bulgarie, Chypre, Croatie, Danemark, Espagne, Estonie, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Lettonie, Lituanie, Luxembourg, Malte, Norvège, Pays-Bas, Pologne, Portugal, République tchèque, Roumanie, Royaume-Uni, Slovaquie, Slovénie, Suède, Suisse et Turquie.

**CEN**

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung  
European Committee for Standardization

**Centre de Gestion : 17 Avenue Marnix, B-1000 Bruxelles**

## Sommaire

	Page
<b>Avant-propos</b> .....	6
<b>Origine du programme des Eurocodes</b> .....	7
<b>Statut et domaine d'application des Eurocodes</b> .....	8
<b>Normes nationales transposant les Eurocodes</b> .....	8
<b>Liens entre les Eurocodes et les spécifications techniques harmonisées (EN et ATE) pour les produits</b> ...	9
<b>Annexe Nationale de l'EN 1996-1-1</b> .....	9
<b>Section 1 Généralités</b> .....	10
<b>1.1</b> <b>Domaine d'application</b> .....	10
<b>1.1.1</b> <b>Domaine d'application de l'Eurocode 6</b> .....	10
<b>1.1.2</b> <b>Domaine d'application de la partie 1-1 de l'Eurocode 6</b> .....	10
<b>1.2</b> <b>Références normatives</b> .....	11
<b>1.2.1</b> <b>Généralités</b> .....	11
<b>1.2.2</b> <b>Normes de référence</b> .....	11
<b>1.3</b> <b>Hypothèses</b> .....	13
<b>1.4</b> <b>Distinction entre principes et règles d'application</b> .....	13
<b>1.5</b> <b>Termes et définitions</b> .....	13
<b>1.5.1</b> <b>Généralités</b> .....	13
<b>1.5.2</b> <b>Termes relatifs à la maçonnerie</b> .....	13
<b>1.5.3</b> <b>Termes relatifs à la résistance de la maçonnerie</b> .....	14
<b>1.5.4</b> <b>Termes relatifs aux éléments de maçonnerie</b> .....	14
<b>1.5.5</b> <b>Termes relatifs au mortier</b> .....	15
<b>1.5.6</b> <b>Termes relatifs au béton de remplissage</b> .....	16
<b>1.5.7</b> <b>Termes relatifs aux armatures</b> .....	16
<b>1.5.8</b> <b>Termes relatifs aux composants accessoires</b> .....	16
<b>1.5.9</b> <b>Termes relatifs aux joints de mortier</b> .....	17
<b>1.5.10</b> <b>Termes relatifs aux types de mur</b> .....	17
<b>1.5.11</b> <b>Autres termes</b> .....	18
<b>1.6</b> <b>Symboles</b> .....	19
<b>Section 2 Base du calcul</b> .....	23
<b>2.1</b> <b>Prescriptions de base</b> .....	23
<b>2.1.1</b> <b>Généralités</b> .....	23
<b>2.1.2</b> <b>Fiabilité</b> .....	23
<b>2.1.3</b> <b>Durée de vie et durabilité</b> .....	23
<b>2.2</b> <b>Principes du calcul des états-limites</b> .....	23
<b>2.3</b> <b>Variables de base</b> .....	23
<b>2.3.1</b> <b>Actions</b> .....	23
<b>2.3.2</b> <b>Valeurs de calcul des actions</b> .....	23
<b>2.3.3</b> <b>Propriétés des matériaux et des produits</b> .....	24
<b>2.4</b> <b>Vérification par la méthode des coefficients partiels</b> .....	24
<b>2.4.1</b> <b>Valeurs de calcul des propriétés des matériaux</b> .....	24
<b>2.4.2</b> <b>Combinaison d'actions</b> .....	24
<b>2.4.3</b> <b>États-limites ultimes</b> .....	24
<b>2.4.4</b> <b>États-limites de service</b> .....	25
<b>2.5</b> <b>Calcul au moyen d'essais</b> .....	25

## Sommaire

	Page
<b>Section 3 Matériaux</b> .....	25
<b>3.1</b> Éléments de maçonnerie .....	25
<b>3.1.1</b> Types et classement en groupes des éléments de maçonnerie .....	25
<b>3.1.2</b> Propriétés des éléments de maçonnerie — Résistance à la compression .....	26
<b>3.2</b> Mortier .....	27
<b>3.2.1</b> Types de mortier de montage .....	27
<b>3.2.2</b> Spécification du mortier de montage .....	27
<b>3.2.3</b> Propriétés des mortiers .....	27
<b>3.3</b> Béton de remplissage .....	28
<b>3.3.1</b> Généralités .....	28
<b>3.3.2</b> Prescriptions relatives au béton de remplissage .....	28
<b>3.3.3</b> Propriétés du béton de remplissage .....	28
<b>3.4</b> Acier d'armature .....	29
<b>3.4.1</b> Généralités .....	29
<b>3.4.2</b> Propriétés des aciers d'armature .....	29
<b>3.4.3</b> Propriétés des armatures $\text{AC}$ texte supprimé $\text{AC}$ pour joints d'assise .....	29
<b>3.5</b> Acier de précontrainte .....	29
<b>3.6</b> Propriétés mécaniques de la maçonnerie .....	29
<b>3.6.1</b> Résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie .....	29
<b>3.6.2</b> Résistance caractéristique au cisaillement de la maçonnerie .....	32
<b>3.6.3</b> Résistance caractéristique au cisaillement de l'interface maçonnerie/linteau préfabriqué .....	34
<b>3.6.4</b> Résistance caractéristique à la flexion de la maçonnerie .....	34
<b>3.6.5</b> Résistance caractéristique d'adhérence .....	36
<b>3.7</b> Propriétés de déformation de la maçonnerie .....	37
<b>3.7.1</b> Relation contrainte déformation .....	37
<b>3.7.2</b> Module d'élasticité .....	37
<b>3.7.3</b> Module de cisaillement .....	38
<b>3.7.4</b> Fluage, retrait/gonflement à l'humidité et dilatation thermique .....	38
<b>3.8</b> Composants accessoires .....	39
<b>3.8.1</b> Coupures de capillarité .....	39
<b>3.8.2</b> Attaches .....	39
<b>3.8.3</b> Feuillards, corbeaux et ancrages .....	39
<b>3.8.4</b> Linteaux préfabriqués .....	39
<b>3.8.5</b> Dispositifs de précontrainte .....	39
<b>Section 4 Durabilité</b> .....	39
<b>4.1</b> Généralités .....	39
<b>4.2</b> Classification des conditions d'exposition .....	39
<b>4.3</b> Durabilité de la maçonnerie .....	39
<b>4.3.1</b> Éléments de maçonnerie .....	39
<b>4.3.2</b> Mortier .....	39
<b>4.3.3</b> Acier d'armature .....	40
<b>4.3.4</b> Acier de précontrainte .....	41
<b>4.3.5</b> Dispositifs de précontrainte .....	42
<b>4.3.6</b> Composants accessoires et cornières .....	42
<b>4.4</b> Maçonnerie enterrée .....	42

<b>Section 5 Analyse structurale</b>	42
5.1 Généralités	42
5.2 Comportement structural pour les situations accidentelles (autres que séismes et feu)	43
5.3 Imperfections	43
5.4 Effets de second ordre	43
5.5 Analyse des ouvrages structuraux	44
5.5.1 Murs de maçonnerie soumis à un chargement vertical	44
5.5.2 Ouvrages de maçonnerie armée soumis à un chargement vertical	48
5.5.3 Murs de maçonnerie soumis au cisaillement	51
5.5.4 Ouvrages de maçonnerie armée soumis au cisaillement	53
5.5.5 Murs de maçonnerie soumis à un chargement latéral	53
<b>Section 6 État-limite ultime</b>	54
6.1 Murs de maçonnerie non armée soumis principalement à un chargement vertical	54
6.1.1 Généralités	54
6.1.2 Vérification des murs de maçonnerie non armée soumis principalement à un chargement vertical	55
6.1.3 Murs soumis à des charges concentrées	57
6.2 Murs de maçonnerie non armée soumis à un cisaillement	59
6.3 Murs de maçonnerie non armée soumis à un chargement latéral	60
6.3.1 Généralités	60
6.3.2 Murs fonctionnant en voûte entre les supports	61
6.3.3 Murs soumis aux charges dues au vent	62
6.3.4 Murs soumis à des charges latérales dues à la pression des terres et de l'eau	62
6.3.5 Murs soumis à un chargement latéral dû à des situations accidentelles	62
6.4 Murs de maçonnerie non armée soumis à une combinaison de charges verticales et latérales	62
6.4.1 Généralités	62
6.4.2 Méthode utilisant le coefficient $\phi$	62
6.4.3 Méthode utilisant la résistance apparente à la flexion	62
6.4.4 Méthode utilisant des coefficients de moments fléchissants équivalents	62
6.5 Attaches	63
6.6 Ouvrages armés composites soumis à la flexion, simple, ou à une flexion composée, ou à un chargement axial	63
6.6.1 Généralités	63
6.6.2 Vérification des ouvrages de maçonnerie armée soumis à la flexion et/ou un chargement axial	64
6.6.3 Éléments armés composites	66
6.6.4 Poutres voiles	67
6.6.5 Linteaux composites	68
6.7 Ouvrages armés composites soumis au cisaillement	69
6.7.1 Généralités	69
6.7.2 Vérification des murs de maçonnerie armée soumis à des charges horizontales dans le plan du mur	70
6.7.3 Vérification de poutres de maçonnerie armée soumises au cisaillement	70
6.7.4 Vérification des poutres voiles soumises au cisaillement	71
6.8 Maçonnerie précontrainte	72
6.8.1 Généralités	72
6.8.2 Vérification des ouvrages	72
6.9 Maçonnerie confinée	73
6.9.1 Généralités	73
6.9.2 Vérification des ouvrages	73
<b>Section 7 État-limite de service</b>	73
7.1 Généralités	73
7.2 Murs de maçonnerie non armée	73
7.3 Ouvrages de maçonnerie armée	74
7.4 Ouvrages de maçonnerie précontrainte	74
7.5 Ouvrages de maçonnerie confinée	75
7.6 Murs soumis à des charges concentrées	75

## Sommaire

	Page
<b>Section 8 Dispositions de détail</b> .....	75
<b>8.1</b> Détails de maçonnerie .....	75
<b>8.1.1</b> Matériaux de maçonnerie .....	75
<b>8.1.2</b> Épaisseur minimale d'un mur .....	75
<b>8.1.3</b> Surface minimale d'un mur .....	75
<b>8.1.4</b> Appareillage de la maçonnerie .....	75
<b>8.1.5</b> Joints de mortier .....	76
<b>8.1.6</b> Appuis sous les charges concentrées .....	77
<b>8.2</b> Dispositions d'armatures .....	77
<b>8.2.1</b> Généralités .....	77
<b>8.2.2</b> Enrobage de l'armature .....	77
<b>8.2.3</b> Section minimale d'armature .....	78
<b>8.2.4</b> Dimension de l'armature .....	78
<b>8.2.5</b> Ancrage et recouvrements .....	78
<b>8.2.6</b> Maintien de l'armature comprimée .....	81
<b>8.2.7</b> Espacement des armatures .....	82
<b>8.3</b> Dispositions constructives relatives à la précontrainte .....	82
<b>8.4</b> Dispositions constructives relatives à la maçonnerie confinée .....	82
<b>8.5</b> Liaison des murs .....	83
<b>8.5.1</b> Liaison des murs avec les planchers et les toitures .....	83
<b>8.5.2</b> Liaison entre les murs .....	84
<b>8.6</b> Saignées et réservations au niveau des murs .....	84
<b>8.6.1</b> Généralités .....	84
<b>8.6.2</b> Saignées et réservations verticales .....	84
<b>8.6.3</b> Saignées horizontales et inclinées .....	85
<b>8.7</b> Coupures de capillarité .....	86
<b>8.8</b> Mouvement d'origine thermique et de longue durée .....	86
<b>Section 9 Exécution</b> .....	86
<b>9.1</b> Généralités .....	86
<b>9.2</b> Calcul d'ouvrages structuraux .....	86
<b>9.3</b> Chargement de la maçonnerie .....	86
<b>Annexe A</b> (informative) <b>Prise en considération des coefficients partiels relatifs à l'exécution</b> .....	87
<b>Annexe B</b> (informative) <b>Méthode de calcul de l'excentricité d'une palée de contreventement</b> .....	88
<b>Annexe C</b> (informative) <b>Méthode simplifiée pour le calcul de l'excentricité de la charge appliquée sur les murs</b> .....	89
<b>Annexe D</b> (informative) <b>Détermination de <math>\rho_3</math> et <math>\rho_4</math></b> .....	93
<b>Annexe E</b> (informative) <b>Coefficients de moment fléchissant, <math>\alpha_2</math>, de panneaux de murs à une seule paroi soumis à une charge latérale, dont l'épaisseur est inférieure ou égale à 250 mm</b> .....	94
<b>Annexe F</b> (informative) <b>Rapports limites de la hauteur et de la longueur à l'épaisseur pour les murs dans les conditions d'état-limite de service</b> .....	101
<b>Annexe G</b> (informative) <b>Coefficient de réduction pour l'élancement et l'excentricité</b> .....	103
<b>Annexe H</b> (informative) <b>Facteur de majoration tel qu'indiqué en 6.1.3</b> .....	105
<b>Annexe I</b> (informative) <b>Ajustement de la charge latérale pour les murs dont les appuis reposent sur trois ou quatre bords, soumis à un chargement horizontal et vertical hors du plan</b> .....	106
<b>Annexe J</b> (informative) <b>Éléments de maçonnerie armée soumis au cisaillement : majoration de <math>f_{vd}</math></b> .....	107

## Avant-propos

Le présent document (EN 1996-1-1:2005+A1:2012) a été élaboré par le Comité Technique CEN/TC 250 «Eurocodes structuraux», dont le secrétariat est tenu par BSI.

Cette Norme européenne devra recevoir le statut de norme nationale, soit par publication d'un texte identique, soit par entérinement, au plus tard en mai 2013, et toutes les normes nationales en contradiction devront être retirées au plus tard en novembre 2013.

L'attention est appelée sur le fait que certains des éléments du présent document peuvent faire l'objet de droits de propriété intellectuelle ou de droits analogues. Le CEN et/ou le CENELEC ne saurait [sauraient] être tenu[s] pour responsable[s] de ne pas avoir identifié de tels droits de propriété et averti de leur existence.

Ce document inclut le corrigendum publié par le CEN le 29 juillet 2009 et l'amendement 1 approuvé par le CEN le 6 juillet 2012.

Le présent document remplace  $\overline{A_1}$  l'EN 1996-1-1:2005  $\overline{A_1}$ .

Le début et la fin du texte ajouté ou modifié par l'amendement est indiqué dans le texte par des repères  $\overline{A_1}$   $\overline{A_1}$ .

Les modifications du corrigendum à la norme CEN correspondante ont été incorporées aux endroits appropriés dans le texte et indiqués par les repères  $\overline{AC}$   $\overline{AC}$ .

Le présent document a été élaboré dans le cadre d'un mandat donné au CEN par la Commission Européenne et l'Association Européenne de Libre Échange.

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



## Origine du programme des Eurocodes

En 1975, la Commission des Communautés européennes arrêta un programme d'actions dans le domaine de la construction, sur la base de l'article 95 du Traité. L'objectif du programme était l'élimination des obstacles techniques au commerce et l'harmonisation des spécifications techniques.

Dans le cadre de ce programme d'action, la Commission prit l'initiative d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le dimensionnement des ouvrages ; ces règles, en premier stade, serviraient d'alternative aux règles nationales en vigueur dans les États Membres et, finalement, les remplaceraient.

Pendant quinze ans, la Commission, avec l'aide d'un Comité directeur comportant des représentants des États Membres, pilota le développement du programme Eurocodes, ce qui conduisit au cours des années 1980 à la première génération de codes européens.

En 1989, la Commission et les États membres de l'Union européenne EU et de l'AELE décidèrent, sur la base d'un accord <sup>1)</sup> entre la Commission et le CEN, de transférer à ce dernier, par une série de Mandats, la préparation et la publication des Eurocodes, afin de leur donner par la suite le statut de norme européenne (EN). Ceci établit de facto un lien entre les Eurocodes et les dispositions de toutes les Directives du Conseil et/ou Décisions de la Commission traitant de normes européennes (par exemple, la Directive du Conseil 89/106/CEE sur les produits de construction — CPD — et les Directives du Conseil 93/37/CEE, 92/50/CEE et 89/440/CEE sur les travaux et les services publics, ainsi que les Directives équivalentes de l'AELE destinées à la mise en place du marché intérieur).

Le programme des Eurocodes structuraux comprend les normes suivantes, chacune étant en général constituée d'un certain nombre de parties :

EN 1990, *Eurocode* : *Base de calcul des structures*.

EN 1991, *Eurocode 1* : *Actions sur les structures*.

EN 1992, *Eurocode 2* : *Calcul des structures en béton*.

EN 1993, *Eurocode 3* : *Calcul des structures en acier*.

EN 1994, *Eurocode 4* : *Calcul des structures mixtes acier-béton*.

EN 1995, *Eurocode 5* : *Calcul des structures en bois*.

EN 1996, *Eurocode 6* : *Calcul des ouvrages en maçonnerie*.

EN 1997, *Eurocode 7* : *Calcul géotechnique*.

EN 1998, *Eurocode 8* : *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*.

EN 1999, *Eurocode 9* : *Calcul des structures en aluminium*.

Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des organismes de réglementation de chaque État membre et ont sauvé le droit de ceux-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions relevant de la réglementation en matière de sécurité, là où ces valeurs continuent à différer d'un État à l'autre.

---

1) Accord entre la Commission des Communautés européennes et le Comité européen de normalisation (CEN) concernant le travail sur les EUROCODES pour le dimensionnement des ouvrages de bâtiment et de génie civil (BC/CEN/03/89).

## Statut et domaine d'application des Eurocodes

Les États Membres de l'UE et de l'AELE reconnaissent que les Eurocodes servent de documents de référence pour les usages suivants :

- comme moyen de prouver la conformité des bâtiments et des ouvrages de génie civil aux exigences essentielles de la Directive du Conseil 89/106/CEE, en particulier à l'Exigence Essentielle N° 1 — Stabilité et résistance mécanique — et à l'Exigence Essentielle N° 2 — Sécurité en cas d'incendie ;
- comme base de spécification des contrats pour les travaux de construction et les services techniques associés ;
- comme cadre d'établissement de spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction (EN et ATE).

Les Eurocodes, dans la mesure où ils concernent les ouvrages eux-mêmes, ont une relation directe avec les Documents Interprétatifs<sup>2)</sup> visés à l'Article 12 de la DPC, bien qu'ils soient d'une nature différente de celle des normes harmonisées de produits<sup>3)</sup>. En conséquence, les aspects techniques résultant des travaux effectués pour les Eurocodes nécessitent d'être pris en considération de façon adéquate par les Comités techniques du CEN et/ou les groupes de travail de l'EOTA travaillant sur les normes de produits en vue de parvenir à une complète compatibilité de ces spécifications techniques avec les Eurocodes.

Les normes Eurocodes fournissent des règles de conception structurale communes d'usage quotidien pour le calcul de structures entières et des produits composants de nature traditionnelle ou innovatrice. Les formes de construction ou les conceptions inhabituelles ne sont pas spécifiquement couvertes, et il appartiendra en ce cas au concepteur de se procurer des bases spécialisées supplémentaires.

## Normes nationales transposant les Eurocodes

Les normes nationales transposant les Eurocodes comprendront la totalité du texte de l'Eurocode (toutes annexes incluses), tel que publié par le CEN ; ce texte peut être précédé d'une page nationale de titre et d'un Avant-Propos National, et peut être suivi d'une Annexe Nationale (informatives).

L'Annexe Nationale peut uniquement contenir des informations sur les paramètres laissés en attente dans l'Eurocode pour choix national, sous la désignation de Paramètres déterminés au niveau national, à utiliser pour les projets de bâtiments et ouvrages de génie civil à construire dans le pays concerné ; il s'agit :

- de valeurs et/ou classes là où des alternatives figurent dans l'Eurocode ;
- de valeurs à utiliser là où un seul symbole est donné dans l'Eurocode ;
- de données propres à un pays (géographiques, climatiques, etc.), par exemple carte des neiges ;
- de la procédure à utiliser là où des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode.

Elle peut également contenir :

- des décisions sur l'usage des annexes informatives,
- des références à des informations complémentaires non contradictoires pour aider l'utilisateur à appliquer l'Eurocode.

2) Selon l'article 3.3 de la DPC, les exigences essentielles (EE) doivent recevoir une forme concrète dans des Documents interprétatifs pour assurer les liens nécessaires entre les exigences essentielles et les mandats pour normes européennes (EN) harmonisées et guides pour les agréments techniques européens (ATE), et ces agréments eux-mêmes.

3) Selon l'article 12 de la DPC, les documents interprétatifs doivent :

- a) donner une forme concrète aux exigences essentielles en harmonisant la terminologie et les bases techniques et en indiquant, lorsque c'est nécessaire, des classes ou niveaux pour chaque exigence ;
- b) indiquer des méthodes pour relier ces classes ou niveaux de prescriptions avec les spécifications techniques, par exemple méthodes de calcul et d'essai, règles techniques pour la conception, etc. ;
- c) servir de référence pour l'établissement de normes harmonisées et de guides pour agréments techniques européens.

Les Eurocodes, de facto, jouent un rôle similaire pour l'E.E 1 et une partie de l'E.E 2.

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

La cohérence est nécessaire entre les spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction et les règles techniques pour les ouvrages <sup>4)</sup>. En outre, il convient que toute information accompagnant la marque CE des produits de construction se référant aux Eurocodes, fasse clairement apparaître les Paramètres déterminés au niveau national qui ont été pris en compte

La présente norme européenne fait partie intégrante de l'EN 1996 qui comprend les parties suivantes :

▣ Partie 1-1 : *Règles Générales des structures en maçonnerie renforcées et non renforcées* ▣

NOTE La présente partie associe l'ENV 1996-1-1 et l'ENV 1996-1-3.

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

Partie 2 : *Conception, choix des matériaux et mise en œuvre des maçonneries* ;

Partie 3 : *Méthodes de calcul simplifiées pour les ouvrages en maçonnerie non armée*.

L'EN 1996-1-1 décrit les principes et les prescriptions relatifs à la sécurité, à l'aptitude à l'emploi et à la durabilité des ouvrages en maçonnerie. La présente norme est fondée sur le concept d'état limite utilisé conjointement à une méthode des coefficients partiels.

L'EN 1996-1-1 est destinée à être utilisée, pour une application directe, avec les normes EN 1990, 1991, 1992, 1993, 1994, 1995, 1997, 1998 et 1999, pour le calcul de nouvelles structures.

L'EN 1996-1-1 est destinée à être utilisée par :

- les comités qui rédigent des normes relatives au calcul des structures et aux produits associés, ainsi que des normes d'essai et d'exécution ;
- les clients (par exemple pour la formulation de leurs prescriptions spécifiques concernant les niveaux de fiabilité et la durabilité) ;
- les concepteurs et les entrepreneurs ;
- les autorités compétentes.

### Annexe Nationale de l'EN 1996-1-1

La présente norme donne certains symboles ainsi que certaines méthodes alternatives pour lesquels il est nécessaire de fournir une valeur nationale ou de faire un choix au niveau national ; des notes citées dans les articles/paragraphes pertinents indiquent les cas où des choix au niveau national peuvent se révéler nécessaires. Il convient que la norme nationale transposant l'EN 1996-1-1 dans un pays donné comporte une Annexe Nationale contenant tous les paramètres déterminés au niveau national à utiliser pour le dimensionnement de bâtiments et d'ouvrages de génie civil à construire dans le pays concerné.

Un choix national est autorisé dans l'EN 1996-1-1 aux paragraphes suivants :

- 2.4.3(1)P États-limites ultimes ;
- 2.4.4(1) États-limites de service ;
- 3.2.2(1) Spécification du mortier de montage ;
- 3.6.1.2(1) Résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie autre que les ouvrages en maçonnerie à joints interrompus ;
- 3.6.2(3), (4) et (6) Résistance caractéristique au cisaillement de la maçonnerie ;
- ▣ 3.6.4(3) ▣ Résistance caractéristique à la flexion d'une maçonnerie ;

4) Voir le paragraphe 3.3 et l'article 12 de la DPC, ainsi que les paragraphes 4.2, 4.3.1, 4.3.2 et 5.2 du DI 1.

**EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)**

- 3.7.2(2) Module d'élasticité ;
- 3.7.4(2) Fluage, retrait/gonflement à l'humidité et dilatation thermique ;
- 4.3.3(3) et (4) Acier d'armature ;
- 5.5.1.3(3) Épaisseur utile des murs de maçonnerie ;
- 6.1.2.2(2) Valeur d'élanement  $\lambda_c$  jusqu'à laquelle les excentricités dues au fluage peuvent être négligées ;
- $\boxed{A_1}$  6.2 (2) Valeur de calcul de la résistance limite au cisaillement ;  $\boxed{A_1}$
- 8.1.2(2) Épaisseur minimale de mur ;
- 8.5.2.2(2)  $\boxed{AC}$  Murs creux et murs d'habillage  $\boxed{AC}$  ;
- 8.5.2.3(2) Murs à double paroi ;
- 8.6.2(1) Saignées et réservations verticales ;
- 8.6.3(1) Saignées horizontales et inclinées.

**Section 1 Généralités****1.1 Domaine d'application****1.1.1 Domaine d'application de l'Eurocode 6**

(1)P L'Eurocode 6 s'applique au calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil, ou de parties d'ouvrage, en maçonnerie non armée, armée, précontrainte ou confinée.

(2)P L'Eurocode 6 ne traite que ce qui concerne les prescriptions de résistance, de service (aptitude à l'emploi) et de durabilité des ouvrages. Les autres prescriptions, par exemple celles relatives aux isolations thermiques ou acoustiques, ne sont pas abordées.

(3)P L'exécution des travaux n'est traitée que dans la mesure nécessaire à la définition des qualités de matériaux de construction et de produits qu'il convient de mettre en œuvre, et à la définition de la qualité d'exécution sur chantier requise conformément aux hypothèses des règles de calcul.

(4)P Le présent Eurocode 6 ne traite pas des prescriptions particulières du calcul au séisme. Les dispositions à prendre vis à vis de telles prescriptions sont données par l'Eurocode 8, qui est cohérent avec l'Eurocode 6 et le complète.

(5)P Les valeurs numériques des actions devant être prises en compte dans le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil ne sont pas données par l'Eurocode 6. Ces valeurs figurent dans l'Eurocode 1.

**1.1.2 Domaine d'application de la partie 1-1 de l'Eurocode 6**

(1)P La partie 1-1 de l'Eurocode 6 énonce les principes de base du calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en maçonnerie non armée et armée, dans laquelle l'armature est ajoutée pour des raisons de ductilité, de résistance ou d'amélioration de l'aptitude à l'emploi. Les principes de calcul de la maçonnerie précontrainte et de la maçonnerie confinée sont donnés, mais pas les règles d'application. La présente partie ne s'applique pas aux ouvrages en maçonnerie de section en plan inférieure à 0,04 m<sup>2</sup>.

(2) Pour ces types de structure non entièrement couverts, des nouveaux types de structure pour des matériaux traditionnels, des nouveaux matériaux ou lorsque les actions et autres influences en dehors de l'expérience courante doivent être prises en compte, les principes et règles d'application donnés dans la présente EN peuvent être utilisés, mais peuvent également nécessiter des compléments.

(3) La Partie 1-1 donne des règles détaillées surtout applicables aux bâtiments courants. Leur mise en application peut s'avérer limitée, pour des raisons pratiques ou du fait de simplifications ; toute restriction d'application est détaillée, le cas échéant, par le texte.

(4)P Les sujets suivants sont étudiés dans la partie 1-1 :

- section 1 : Généralités
- section 2 : Base pour le projet
- section 3 : Matériaux
- section 4 : Durabilité
- section 5 : Calcul des structures.
- section 6 : États-limites ultimes
- section 7 : États-limites de service.
- section 8 : Dispositions constructives
- section 9 : Exécution

(5)P La partie 1-1 ne traite pas les sujets suivants :

- la résistance au feu (qui est traitée par l'EN 1996-1-2) ;
- les aspects particuliers de types de bâtiments spéciaux (tels que les effets dynamiques exercés sur les bâtiments élevés) ;
- les aspects particuliers des natures de construction (tels que les ponts, barrages, cheminées ou réservoirs en maçonnerie) ;
- les aspects particuliers de types spéciaux de structure (tels que les voûtes et les coupoles) ;
- la maçonnerie qui utilise les mortiers de plâtre avec ou sans ciment ;
- la maçonnerie pour laquelle les éléments ne sont pas posés selon un aspect régulier (maçonnerie de moellons bruts) ;
- la maçonnerie armée au moyen d'autres matériaux que l'acier.

AC *texte supprimé* AC

## 1.2 Références normatives

### 1.2.1 Généralités

(1)P Les documents normatifs suivants contiennent des dispositions qui, par suite de la référence qui en est faite, constituent des dispositions valables pour la présente norme internationale. Pour les références datées, les amendements ou révisions ultérieurs de l'une quelconque de ces publications ne s'appliquent pas. Les parties prenantes des accords fondés sur la présente norme européenne sont toutefois invitées à rechercher la possibilité d'appliquer les éditions les plus récentes des documents normatifs indiqués ci-après. Pour les références non datées, la dernière édition du document normatif auquel il est fait référence s'applique.

### 1.2.2 Normes de référence

Les normes suivantes sont citées en référence dans la présente norme EN 1996-1-1 :

- EN 206-1, *Béton — Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité.*
- EN 771-1, *Spécifications pour éléments de maçonnerie — Partie 1 : Briques de terre cuite.*
- EN 771-2, *Spécifications pour éléments de maçonnerie – Partie 2 : Éléments de maçonnerie en silico-calcaire.*
- EN 771-3, *Spécifications pour éléments de maçonnerie — Partie 3 : Éléments de maçonnerie en béton de granulats courants et légers.*
- EN 771-4, *Spécifications pour éléments de maçonnerie — Partie 4 : Éléments de maçonnerie en béton cellulaire autoclavé.*

## EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

- EN 771-5, *Spécifications pour éléments de maçonnerie — Partie 5 : Éléments de maçonnerie en pierre reconstituée en béton.*
- EN 771-6, *Spécifications pour éléments de maçonnerie — Partie 6 : Éléments de maçonnerie en pierre naturelle.*
- EN 772-1, *Méthodes d'essai des éléments de maçonnerie — Partie 1 : Détermination de la résistance à la compression.*
- EN 845-1, *Spécifications pour composants accessoires de maçonnerie — Partie 1 : Attaches, brides de fixation, brides de suspension et consoles.*
- EN 845-2, *Spécifications pour composants accessoires de maçonnerie — Partie 2 : Linteaux.*
- EN 845-3, *Spécifications pour composants accessoires de maçonnerie — Partie 3 : Treillis d'armature en acier pour joints horizontaux.*
- EN 846-2, *Méthodes d'essai des composants accessoires de maçonnerie — Partie 2 : Détermination de la résistance de l'adhérence des armatures dans les joints.*
- EN 998-1, *Définitions et spécifications des mortiers pour maçonnerie — Partie 1 : Mortiers d'enduits minéraux extérieurs et intérieurs.*
- EN 998-2, *Définitions et spécifications des mortiers pour maçonnerie — Partie 2 : Mortiers de montage des éléments de maçonnerie.*
- EN 1015-11, *Méthodes d'essai des mortiers pour maçonnerie — Partie 11 : Détermination de la résistance à la flexion et à la compression du mortier durci.*
- EN 1052-1, *Méthodes d'essai de la maçonnerie — Partie 1 : Détermination de la résistance à la compression.*
- EN 1052-2, *Méthodes d'essai de la maçonnerie — Partie 2 : Détermination de la résistance à la flexion.*
- EN 1052-3, *Méthodes d'essai de la maçonnerie — Partie 3 : Détermination de la résistance initiale au cisaillement.*
- EN 1052-4, *Méthodes d'essai de la maçonnerie — Partie 4 : Détermination de la résistance au cisaillement, en tenant compte de la couche de coupure de capillarité.*
- EN 1052-5, *Méthodes d'essai de la maçonnerie — Partie 5 : Détermination de la résistance à la rupture d'un joint de muret selon la méthode du moment de flexion en tête du muret.*
- EN 1990, *Eurocodes structuraux — Bases de calcul des structures.*
- EN 1991, *Eurocode 1 : Actions sur les structures.*
- EN 1992, *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton.*
- EN 1993, *Eurocode 3 : Calcul des structures en acier.*
- EN 1994, *Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.*
- EN 1995, *Eurocode 5 : Conception et calcul des structures en bois.*
- EN 1996-2, *Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie — Partie 2 : Conception, choix des matériaux et mise en œuvre des maçonneries.*
- EN 1997, *Eurocode 7 : Calcul géotechnique.*
- EN 1999, *Eurocode 9 : Conception et dimensionnement des structures en alliages d'aluminium.*
- EN 10080, *Acier pour l'armature du béton — Aciers soudables pour béton armé — Généralités.*
- prEN 10138, *Armatures de précontrainte.*
- AC prEN 10348, *Acier pour l'armature du béton — Aciers pour béton armé galvanisés.* AC

### 1.3 Hypothèses

(1)P Les hypothèses énoncées en 1.3 de l'EN 1990:2002 s'appliquent à la présente norme EN 1996-1-1.

### 1.4 Distinction entre principes et règles d'application

(1)P Les règles énoncées en 1.4 de l'EN 1990:2002 s'appliquent à la présente norme EN 1996-1-1.

### 1.5 Termes et définitions

#### 1.5.1 Généralités

(1) Les termes et définitions donnés dans l'EN 1990:2002, clause 1.5, s'appliquent à la présente norme EN 1996-1-1.

(2) Les définitions des termes utilisés dans la présente norme EN 1996-1-1 sont données dans les paragraphes 1.5.2 à 1.5.11, inclus.

#### 1.5.2 Termes relatifs à la maçonnerie

##### 1.5.2.1

##### **maçonnerie**

assemblage d'éléments de maçonnerie posés selon un appareillage spécifié et hourdés ensemble à l'aide d'un mortier

##### 1.5.2.2

##### **maçonnerie non armée**

maçonnerie ne présentant pas une armature suffisante pour être considérée comme un ouvrage en maçonnerie armée

##### 1.5.2.3

##### **maçonnerie armée**

maçonnerie dans laquelle des barres ou treillis sont enrobés dans du mortier ou du béton de façon telle que tous les matériaux agissent ensemble pour résister aux forces appliquées

##### 1.5.2.4

##### **maçonnerie précontrainte**

maçonnerie dans laquelle des contraintes de compression internes ont été volontairement induites par des armatures tendues

##### 1.5.2.5

##### **maçonnerie confinée**

maçonnerie intégrant des éléments de confinement en béton armé (ou de maçonnerie) armée dans les directions verticale et horizontale

##### 1.5.2.6

##### **appareillage**

disposition des éléments de maçonnerie selon un aspect régulier pour obtenir un fonctionnement monolithique

## EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

**1.5.3 Termes relatifs à la résistance de la maçonnerie****1.5.3.1****résistance caractéristique de la maçonnerie**

valeur de la résistance de la maçonnerie dont la probabilité de ne pas être atteinte est de 5 % dans une série d'essais supposés (par hypothèse) illimitée. Cette valeur correspond en règle générale à un fractile spécifié de la distribution statistique supposée de la propriété particulière du matériau ou du produit. Dans certains cas, une valeur nominale est considérée comme une valeur caractéristique

**1.5.3.2****résistance à la compression de la maçonnerie**

résistance de la maçonnerie en compression sans prise en compte des effets de frottement des plateaux de presse, ni de l'élançement ou de l'excentricité des charges

**1.5.3.3****résistance au cisaillement de la maçonnerie**

$f_{t1}$  résistance de la maçonnerie soumise à des efforts de cisaillement  $f_{t1}$

**1.5.3.4****résistance à la flexion de la maçonnerie**

résistance de la maçonnerie en flexion

**1.5.3.5****adhérence de l'ancrage**

adhérence par unité de surface entre l'armature et le béton ou le mortier lorsque l'armature est soumise à des efforts de traction ou de compression

**1.5.3.6****adhérence**

effet du mortier développant une résistance à la traction ou au cisaillement au niveau de la surface de contact des ouvrages de maçonnerie

**1.5.4 Termes relatifs aux éléments de maçonnerie****1.5.4.1****éléments de maçonnerie**

élément préformé en vue de l'utilisation dans les ouvrages en maçonnerie

**1.5.4.2****groupes 1, 2, 3 et 4 pour les éléments de maçonnerie**

définition correspondant à des groupes d'éléments de maçonnerie, en fonction de la dimension en pourcentage et de l'orientation des alvéoles des éléments tels que mis place dans la maçonnerie

**1.5.4.3****face de pose**

face supérieure ou inférieure d'un élément de maçonnerie lorsqu'il est posé comme prévu

**1.5.4.4****creux**

cavité de fabrication, sur l'une ou les deux faces de pose d'un élément de maçonnerie

**1.5.4.5****alvéole**

évidement qui peut ou non traverser complètement l'élément de maçonnerie

**1.5.4.6****trou de préhension**

évidement dans l'élément de maçonnerie permettant de le saisir plus commodément et de le mettre en place avec un ou les deux mains ou à l'aide d'une machine



**1.5.4.7 ou cloison****paroi interne**

partie pleine séparant les alvéoles d'un élément de maçonnerie

**1.5.4.8****paroi externe**

partie pleine située entre les alvéoles et la face externe d'un élément de maçonnerie

**1.5.4.9****section brute**

aire de la section transversale d'un élément, sans déduction de l'aire des alvéoles, évidements ou retraits

**1.5.4.10****résistance à la compression des éléments de maçonnerie**

résistance moyenne à la compression d'un nombre spécifié d'éléments de maçonnerie (voir EN 771-1 à EN 771-6)

**1.5.4.11****résistance à la compression normalisée des éléments de maçonnerie**

résistance à la compression d'éléments de maçonnerie rapportée à la résistance à la compression d'un élément de maçonnerie équivalent de 100 mm de large par 100 mm de haut (voir EN 771-1 à EN 771-6)

**1.5.5 Termes relatifs au mortier****1.5.5.1****mortier de montage**

mélange composé d'un ou de plusieurs liants minéraux, de granulats, d'eau et parfois d'additions et/ou d'adjuvants, et destiné au hourdage, au jointoiement et au rejointoiement d'éléments en maçonnerie

**1.5.5.2****mortier d'usage courant**

mortier de montage sans caractéristique particulière

**1.5.5.3****mortier de joints minces**

mortier performanciel dont la dimension maximale des granulats est inférieure ou égale à une valeur spécifiée

NOTE Se reporter à la note en 3.6.1.2 (2).

**1.5.5.4****mortier allégé**

**[AC]** mortier performanciel dont la masse volumique sèche à l'état durci est inférieure ou égale à 1 300 kg/m<sup>3</sup>, conformément à l'EN 998-2 **[AC]**

**1.5.5.5****mortier performanciel (formulé)**

mortier dont la composition et la méthode de fabrication ont été choisies en vue d'obtenir des propriétés spécifiques (concept de performance)

**1.5.5.6****mortier à composition prescrite**

mortier fabriqué selon des proportions prédéterminées et dont les propriétés résultent des proportions de constituants déclarées (concept de recette)

**1.5.5.7****mortier industriel**

mortier dosé et mélangé en usine

**EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)****1.5.5.8****mortier industriel semi-fini**

mortier prédosé ou prémélangé de chaux / sable

**1.5.5.9****mortier prédosé**

mortier dont les constituants sont entièrement dosés en usine et livrés sur le chantier où ils sont mélangés selon les spécifications et conditions indiquées par le fabricant

**1.5.5.10****mortier prémélangé constitué de chaux / sable**

mortier dont les constituants sont entièrement dosés et mélangés en usine et livrés sur le chantier où d'autres constituants spécifiés ou fournis par l'usine sont ajoutés (par exemple du ciment) et mélangés à la chaux et au sable

**1.5.5.11****mortier de chantier**

mortier composé de constituants individuels dosés et mélangés sur chantier

**1.5.5.12****résistance à la compression du mortier**

résistance moyenne à la compression d'un nombre spécifié d'éprouvettes de mortier après conservation pendant 28 jours

**1.5.6 Termes relatifs au béton de remplissage****1.5.6.1****béton de remplissage**

béton utilisé pour le remplissage des cavités ou vides ménagés dans la maçonnerie

**1.5.7 Termes relatifs aux armatures****1.5.7.1****acier d'armature**

armature en acier destinée à être utilisée avec la maçonnerie

**1.5.7.2****armature pour joint**

armature en acier préfabriquée pour la mise en œuvre dans les joints d'assise

**1.5.7.3****acier de précontrainte**

fils, barres ou torons en acier destinés à être utilisés avec la maçonnerie

**1.5.8 Termes relatifs aux composants accessoires****1.5.8.1****coupure de capillarité**

couche en matériau étanche, en éléments de maçonnerie ou autre matériau, utilisée dans la maçonnerie pour s'opposer au passage de l'eau

**1.5.8.2****attache pour mur**

dispositif destiné à relier une paroi d'un mur creux à travers un vide à l'autre paroi ou à une ossature ou à un mur support

**1.5.8.3****feuillard d'ancrage**

dispositif destiné à relier un ouvrage en maçonnerie à un autre ouvrage adjacent tel que plancher ou toiture

**A1**

**1.5.8.4****linteau composite**

linteau comprenant une partie préfabriquée et un élément complémentaire en maçonnerie réalisé sur le chantier même, placé au-dessus, tous les deux agissant ensemble **A1**

**1.5.9 Termes relatifs aux joints de mortier****1.5.9.1****joint d'assise**

couche de mortier entre les faces de pose d'éléments de maçonnerie

**1.5.9.2****joint vertical (joint de bout)**

joint de mortier perpendiculaire au joint d'assise et à la face de parement du mur

**1.5.9.3****joint longitudinal**

joint de mortier vertical dans l'épaisseur du mur, parallèle à la face de parement du mur

**1.5.9.4****joint mince**

joint réalisé en mortier de joints minces

**1.5.9.5****jointoiment**

mode de finition du joint à l'avancement

**1.5.9.6****rejointoiment**

mode de remplissage et de finition de joints de mortier dont la surface a été dégarnie ou laissée ouverte à des fins de rejointoiment

**1.5.10 Termes relatifs aux types de mur****1.5.10.1****mur porteur**

mur principalement calculé pour supporter une charge imposée en plus de son poids propre

**1.5.10.2****mur simple**

mur sans vide ou joint longitudinal continu dans son plan

**1.5.10.3****«mur creux» (cavity wall)**

mur comprenant deux parois simples parallèles, efficacement reliées par des attaches ou des armatures pour joints d'assise. L'espace entre les deux parois est laissé vide ou est rempli complètement ou partiellement par un isolant thermique non porteur

NOTE Un mur comprenant deux parois séparées par un vide, dont l'une des parois est un mur d'habillage ne contribuant pas à la résistance ou à la raideur de l'autre paroi (généralement porteuse), doit être considéré comme un mur constitué de deux murs (mur porteur simple + mur d'habillage).

**EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)****1.5.10.4****mur à double paroi (double-leaf wall)**

mur constitué de deux parois parallèles dont le joint longitudinal intermédiaire est rempli complètement de mortier, et efficacement liées entre elles par des attaches de façon qu'elles fonctionnent ensemble sous l'effet des charges

**1.5.10.5****mur creux rempli (grouted cavity wall)**

mur constitué de deux parois parallèles, dont le vide intermédiaire est rempli de béton ou de coulis, efficacement liées entre elles par des attaches ou une armature pour joints d'assise de façon qu'elles fonctionnent ensemble sous l'effet des charges

**1.5.10.6****mur à parement apparent**

mur associant des éléments destinés à rester apparents à d'autres non apparents de façon à ce qu'ils fonctionnent ensemble sous l'effet des charges

**1.5.10.7****mur à joints interrompus (shell bedded wall)**

mur dont les éléments de maçonnerie sont hourdés en deux bandes de mortier disposées le long des bords extérieurs de la face de pose des éléments

**1.5.10.8****mur d'habillage**

mur utilisé comme un parement mais non relié à ou ne contribuant pas à la résistance du mur support ou de l'ossature

**1.5.10.9****mur de contreventement**

mur destiné à résister à des forces latérales dans son plan

**1.5.10.10****mur raidisseur**

mur établi perpendiculairement à un autre mur pour lui fournir un appui contre les forces latérales ou pour résister au flambement et aussi contribuer à la stabilité de la construction

**1.5.10.11****mur non porteur**

mur qui n'est pas supposé résister à des efforts de telle façon qu'il pourrait être supprimé sans porter préjudice à l'intégrité du reste de la structure

**1.5.11 Autres termes****1.5.11.1****saignée**

rainure créée dans la maçonnerie

**1.5.11.2****réserve**

renforcement ménagé au montage dans le parement d'un mur

**1.5.11.3****coulis**

mélange très fluide de ciment, sable et eau destiné au remplissage d'évidements ou espaces réduits

**1.5.11.4****joint de fractionnement**

joint permettant un libre mouvement dans le plan du mur

A1

**1.5.11.5****longueur d'encastrement**

longueur de la partie préfabriquée nécessaire à l'ancrage des barres de coffrage déclarée par le fabricant, conformément à l'EN 845-2 A1

**1.6 Symboles**

(1) Les symboles indépendants du matériau sont donnés en 1.6 de l'EN 1990.

(2) Les symboles dépendants du matériau utilisés dans la présente norme EN 1996-1-1 sont les suivants :

**Lettres latines**

$a_1$  distance entre l'extrémité d'un mur et le bord le plus proche d'une aire d'appui

A1 *texte supprimé* A1

A1  $a_v$  est le moment fléchissant maximal de l'élément divisé par l'effort tranchant maximal de ce même élément ; A1

$A$  section horizontale brute, chargée, d'un mur

$A_{ef}$  aire d'appui effective

$A_s$  section d'une armature ou section de l'acier d'armature

$A_{sw}$  aire de l'armature d'effort tranchant

$b$  largeur d'une section

$b_c$  largeur de la face comprimée d'un ouvrage structural à mi-distance entre appuis

$b_{ef}$  largeur effective d'un élément raidisseur

$b_{ef,l}$  largeur effective d'un élément raidisseur AC en forme de L AC

$b_{ef,t}$  largeur effective d'un élément raidisseur AC en forme de T AC

$c_{nom}$  enrobage nominal de béton

$d$  hauteur utile d'une poutre

$d_a$  flèche d'une voûte sous charge latérale de calcul

$d_c$  plus grande dimension de la section transversale d'une palée dans le sens de la flexion

$e_c$  excentricité additionnelle

$e_{he}$  excentricité au sommet ou à la base d'un mur, sous l'effet de charges horizontales

$e_{hm}$  excentricité à mi-hauteur d'un mur, sous l'effet de charges horizontales

$e_i$  excentricité au sommet ou à la base d'un mur

$e_{init}$  excentricité initiale

$e_k$  excentricité due au fluage

$e_m$  excentricité due aux charges

$e_{mk}$  excentricité à mi-hauteur du mur

$E$  module d'élasticité sécant à court terme de la maçonnerie

$E_d$  valeur de calcul de la charge appliquée à un ouvrage de maçonnerie armée

$E_{longterm}$  module d'élasticité à long terme de la maçonnerie

$E_n$  module d'élasticité de l'élément n

$f_b$  résistance moyenne normalisée à la compression d'un élément de maçonnerie

$f_{bod}$  contrainte d'adhérence de calcul de l'armature

$f_{bok}$  contrainte caractéristique d'adhérence

EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

$f_{ck}$	résistance caractéristique à la compression du béton de remplissage
$f_{cvk}$	résistance caractéristique au cisaillement du béton de remplissage
$f_d$	résistance de calcul à la compression de la maçonnerie dans la direction prise en considération
$f_k$	résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie
$f_m$	résistance à la compression du mortier de montage
$f_{vd}$	résistance de calcul au cisaillement de la maçonnerie
$f_{vk}$	résistance caractéristique au cisaillement de la maçonnerie
$f_{vk0}$	résistance caractéristique initiale au cisaillement de la maçonnerie, en l'absence de contrainte de compression
$f_{vk0i}$	est la résistance initiale au cisaillement sans aucune précompression appliquée à l'interface entre la surface supérieure de la partie préfabriquée et la maçonnerie construite par-dessus (l'élément complémentaire) ; $A_1$
$f_{vlt}$	valeur limite de $f_{vk}$
$f_{xd}$	résistance de calcul à la flexion dans le plan de flexion
$f_{xd1}$	résistance de calcul à la flexion de la maçonnerie dont le plan de rupture est parallèle au lit de pose
$f_{xd1,app}$	résistance de calcul à la flexion apparente de la maçonnerie dont le plan de rupture est parallèle au lit de pose
$f_{xk1}$	résistance caractéristique à la flexion de la maçonnerie dont le plan de rupture est parallèle au lit de pose
$f_{xd2}$	résistance de calcul à la flexion de la maçonnerie dont le plan de rupture est perpendiculaire au lit de pose
$f_{xd2,app}$	résistance de calcul à la flexion apparente de la maçonnerie dont le plan de rupture est perpendiculaire au lit de pose
$f_{xk2}$	résistance caractéristique à la flexion de la maçonnerie dont le plan de rupture est perpendiculaire au lit de pose
$f_{yd}$	résistance de calcul de l'acier d'armature
$f_{yk}$	résistance caractéristique de l'acier d'armature
$F_d$	résistance de calcul à la compression ou à la traction d'une attache (pour mur)
$F_{tkl}$	est la résistance caractéristique à la traction de la partie préfabriquée du linteau composite déclarée par le fabricant conformément à l'EN 845-2 ; $A_1$
$g$	totale des largeurs des bandes de mortier
$G$	module de cisaillement de la maçonnerie
$h$	hauteur libre d'un mur de maçonnerie
$h_i$	hauteur libre du mur de maçonnerie, $i$
$h_{ef}$	hauteur effective d'un mur
$h_{tot}$	hauteur totale d'une structure, d'un mur ou d'une palée par rapport au dessus des fondations
$h_c$	hauteur d'un mur par rapport au niveau de la charge
$I_j$	moment d'inertie de l'élément, $j$
$k$	rapport entre la résistance latérale d'un mur portant dans le sens vertical et la résistance latérale du mur de surface réelle, tenant compte du maintien éventuel des bords
$k_r$	raideur en rotation d'une liaison ;
$K$	constante utilisée dans le calcul de la résistance à la compression de la maçonnerie
$l$	longueur d'un mur (entre deux murs, entre un mur et une ouverture, ou entre deux ouvertures)
$l_b$	longueur des ancrages droits
$l_c$	longueur de la partie du mur soumise à la compression
$l_{cl}$	distance libre d'une ouverture

$l_{ef}$	portée effective d'une poutre de maçonnerie
$l_{efm}$	longueur effective d'un appui à mi-hauteur d'un mur
$l_r$	distance libre entre appuis latéraux
$l_a$	longueur ou hauteur du mur entre supports capables de résister à la poussée de la voûte
$M_{ad}$	moment de calcul supplémentaire
$M_d$	moment fléchissant de calcul au niveau de la partie inférieure de la palée du contreventement
$M_i$	moment au nœud $i$
$M_{id}$	valeur de calcul du moment fléchissant au sommet ou en pied de mur
$M_{md}$	valeur de calcul du plus grand des moments à mi-hauteur du mur
$M_{Rd}$	valeur de calcul du moment résistant
$M_{Ed}$	valeur de calcul du moment appliqué
$M_{Edf}$	moment sous un plancher
$M_{Edu}$	moment au-dessus d'un plancher
$n$	nombre d'étages
$n_i$	facteur de rigidité des éléments
$n_t$	nombre d'attaches ou de pattes par $m^2$ de mur
$n_{tmin}$	nombre minimal d'attaches ou de pattes par $m^2$ de mur
$N$	somme des actions verticales de calcul sur un bâtiment
$N_{ad}$	poussée de calcul maximale de voûte par unité de longueur de mur
$N_{id}$	valeur de calcul de la charge verticale au sommet ou en pied de mur ou de poteau
$N_{md}$	valeur de calcul de la charge verticale à mi-hauteur d'un mur ou d'un poteau
$N_{Rd}$	valeur de calcul de la résistance aux charges verticales d'un mur ou d'un poteau de maçonnerie
$N_{Rdc}$	valeur de calcul de la résistance aux charges verticales concentrées d'un mur
$N_{Ed}$	valeur de calcul de la charge verticale
$N_{Edf}$	charge appliquée par un plancher
$N_{Edu}$	charge appliquée par le mur supérieur
$N_{Edc}$	valeur de calcul d'une charge verticale concentrée
$q_{lat,d}$	résistance latérale de calcul par unité de surface du mur
$Q_d$	valeur de calcul de la charge verticale totale, appliquée sur la partie d'un bâtiment stabilisée par la palée de contreventement
$r$	hauteur de voûte
$R_e$	limite apparente d'élasticité de l'acier
$s$	espacement des armatures d'effort tranchant
$t$	épaisseur d'un mur
$t_{ch,h}$	profondeur maximale d'une saignée horizontale ou inclinée
$t_{ch,v}$	profondeur maximale d'une saignée vertical ou d'une réservation sans calcul
$t_i$	épaisseur d'un mur $i$
$t_{ef}$	épaisseur effective d'un mur
$t_f$	épaisseur d'un raidisseur
$t_{ri}$	épaisseur de la nervure, $i$
$V_{Ed}$	valeur de calcul d'un effort tranchant
$V_{Rd}$	valeur de calcul de la résistance au cisaillement

**EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)**

$V_{Rdt}$	est la valeur de calcul de la résistance limite au cisaillement ;
$w_i$	charge de calcul uniformément répartie, $i$
$W_{Ed}$	charge de calcul latérale par unité de surface
$x$	côte de l'axe neutre d'une poutre de maçonnerie
$z$	bras de levier
$Z$	module d'inertie de la section d'une unité de hauteur ou de longueur du mur

**Lettres grecques**

$\alpha$	angle des armatures d'effort tranchant par rapport à l'axe de la poutre
$\alpha_t$	coefficient de dilatation thermique d'un ouvrage de maçonnerie
$\alpha_{1,2}$	coefficients de moment fléchissant
$\beta$	facteur de majoration applicable aux charges concentrées
$\chi$	facteur de majoration de la résistance au cisaillement des murs armés
$\delta$	coefficient utilisé pour la détermination de la résistance moyenne normalisée à la compression des éléments de maçonnerie ou facteur de forme ;
$\varepsilon_{C\infty}$	déformation finale par fluage de la maçonnerie
$\varepsilon_{el}$	déformation élastique de la maçonnerie
$\varepsilon_{mu}$	déformation relative ultime de la maçonnerie en compression
$\varepsilon_{sy}$	limite de déformation des armatures
$\phi$	diamètre effectif de l'armature
$\phi_{\infty}$	coefficient de fluage ultime de la maçonnerie
$\Phi$	coefficient de réduction
$\Phi_{fl}$	coefficient de réduction tenant compte de l'influence de la résistance à la flexion
$\Phi_1$	coefficient de réduction au sommet ou à la base (pied) du mur
$\Phi_m$	coefficient de réduction à mi-hauteur du mur
$\gamma_M$	coefficient partiel de matériau, tenant compte des incertitudes de modèle et des variations dimensionnelles
$\eta$	coefficient à utiliser pour le calcul de l'excentricité hors du plan des charges appliquées sur les murs
$\lambda_x$	hauteur de la zone comprimée d'une poutre, lors de l'utilisation d'un diagramme rectangulaire des contraintes
$\lambda_c$	valeur de l'élanement jusqu'à laquelle les excentricités dues au fluage peuvent être négligées
$\mu$	rapport entre les résistances, orthogonales entre elles, à la flexion de la maçonnerie
$\xi$	facteur de majoration applicable à la raideur en rotation de l'appui de l'ouvrage structural considéré
$\rho_d$	densité sèche
$\rho_n$	coefficient de réduction
$\rho_t$	coefficient de raideur ;
$\sigma_d$	contrainte de calcul de compression
$\nu$	angle d'inclinaison de la structure par rapport à la verticale.



## Section 2 Base du calcul

### 2.1 Prescriptions de base

#### 2.1.1 Généralités

- (1)P Les ouvrages en maçonnerie doivent être conçus conformément aux règles générales données dans l'EN 1990.
- (2)P Les dispositions spécifiques aux ouvrages en maçonnerie sont indiquées dans la présente section et doivent être appliquées.
- (3) Les prescriptions de base de l'EN 1990 Section 2 sont jugées être satisfaites pour ce qui concerne les ouvrages en maçonnerie lorsque les éléments suivants sont appliqués :
- calcul des états-limites conjointement à la méthode des coefficients partiels décrite dans l'EN 1990 ;
  - actions indiquées dans l'EN 1991 ;
  - règles de combinaison données dans l'EN 1990 ;
  - principes et règles d'application mentionnés dans la présente norme EN 1996-1-1.

#### 2.1.2 Fiabilité

- (1)P Le calcul effectué conformément à la présente norme EN 1996-1-1 permet d'obtenir la fiabilité requise pour les ouvrages en maçonnerie.

#### 2.1.3 Durée de vie et durabilité

- (1) Il convient de se référer à la Section 4 pour la durabilité.

### 2.2 Principes du calcul des états-limites

- (1)P Les états-limites peuvent concerner uniquement la maçonnerie ou d'autres matériaux tels que ceux utilisés pour les éléments constitutifs de l'ouvrage, pour lesquels il y a lieu de se référer aux parties correspondantes des normes EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995 et EN 1999.
- (2)P Dans le cas des ouvrages en maçonnerie, l'état-limite ultime et l'état-limite de service doivent être pris en considération pour tous les aspects de l'ouvrage, y compris les composants accessoires de maçonnerie.
- (3)P Dans le cas des ouvrages en maçonnerie, toutes les solutions de calcul pertinentes y compris les phases appropriées du procédé de fabrication doivent être envisagées.

### 2.3 Variables de base

#### 2.3.1 Actions

- (1)P Les actions sont celles figurant dans les parties pertinentes de l'EN 1991.

#### 2.3.2 Valeurs de calcul des actions

- (1)P Les coefficients partiels de charge donnés dans l'EN 1990 doivent être utilisés.
- (2) Il convient d'utiliser les coefficients partiels de fluage et de retrait des éléments en béton des ouvrages en maçonnerie mentionnés dans l'EN 1992-1-1.
- (3) Dans le cas des états-limites de service, il est recommandé d'utiliser les déformations imposées comme valeurs (moyennes) estimées.

### 2.3.3 Propriétés des matériaux et des produits

(1) Il convient que les propriétés des matériaux et des produits de construction ainsi que les données géométriques à utiliser pour le calcul soient celles spécifiées dans les normes EN, hEN ou ATE appropriées, sauf indication contraire dans la présente norme EN 1996-1-1.

## 2.4 Vérification par la méthode des coefficients partiels

### 2.4.1 Valeurs de calcul des propriétés des matériaux

(1)P La valeur de calcul relative à une propriété de matériau est obtenue en divisant sa valeur caractéristique par le coefficient partiel approprié pour une propriété de matériau,  $\gamma_M$ .

### 2.4.2 Combinaison d'actions

(1)P La combinaison des actions doit être conforme aux règles générales données dans l'EN 1990.

NOTE 1 Pour les immeubles d'habitation et de bureaux, il est généralement possible de simplifier les combinaisons de charges indiquées dans l'EN 1990.

NOTE 2 Pour les immeubles d'habitation et de bureaux, les charges exercées, telles que mentionnées dans la série de normes EN 1991-1, peuvent être traitées comme une action variable fixe (à savoir, chargement également réparti sur toutes les portées ou absence de charges, le cas échéant) pour laquelle les coefficients de réduction applicables sont donnés dans la série de normes EN 1991-1.

### 2.4.3 États-limites ultimes

(1)P Les valeurs pertinentes relatives au coefficient partiel des matériaux  $\gamma_M$  doivent être utilisées pour l'état-limite ultime dans le cas de situations ordinaires et accidentelles. L'analyse de l'ouvrage sous les actions accidentelles doit tenir compte de la probabilité desdites actions.

NOTE Les valeurs numériques à assigner au symbole  $\gamma_M$  destiné à être utilisé dans un pays donné est indiquée dans l'Annexe Nationale. Les valeurs recommandées, données en tant que classes pouvant être liées au contrôle d'exécution (voir également l'Annexe A) selon le choix national, sont indiquées dans le Tableau ci-dessous.

Matériau		$\gamma_M$				
		Classe				
		1	2	3	4	5
A	Maçonnerie constituée de :					
	Éléments de Catégorie I, mortier performanciel <sup>a)</sup>	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Éléments de Catégorie I, mortier de recette <sup>b)</sup>	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	Éléments de Catégorie II, tout mortier <sup>a), b), e)</sup>	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
D	Ancrage d'acier d'armature	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E	Acier d'armature et de précontrainte	1,15				
F	Composants accessoires <sup>c), d)</sup>	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
G	Linteaux conformes à l'EN 845-2	1,5 à 2,5				
<p>a) Les prescriptions relatives aux mortiers performanciels sont données dans l'EN 998-2 et l'EN 1996-2.</p> <p>b) Les prescriptions relatives aux mortiers de recette sont données dans l'EN 998-2 et l'EN 1996-2.</p> <p>c) Les valeurs déclarées sont des valeurs moyennes.</p> <p>d) Les bandes de coupure de capillarité sont supposées être couvertes par les ouvrages en maçonnerie <math>\gamma_M</math>.</p> <p>e) Lorsque le coefficient de variation applicable aux éléments de Catégorie II n'est pas supérieure à 25 %.</p>						

FIN DE LA NOTE

#### 2.4.4 États-limites de service

(1) Lorsque des règles simplifiées sont données dans les articles qui traitent des états-limites de service, il n'est pas nécessaire de recourir à des calculs détaillés utilisant des combinaisons d'actions. Le cas échéant, le coefficient partiel pour une propriété de matériau, et propre à l'état-limite de service, est  $\gamma_M$ .

NOTE La valeur à assigner au symbole  $\gamma_M$  destiné à être utilisé dans un pays donné est indiquée dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée relative à  $\gamma_M$ , pour toutes les propriétés de matériaux concernant les états-limites de service est égale à 1,0.

#### 2.5 Calcul au moyen d'essais

(1) Il est possible de déterminer les propriétés structurales de maçonnerie au moyen d'essais.

NOTE L'Annexe D (informative) de l'EN 1990 donne des recommandations pour le calcul au moyen d'essais.

### Section 3 Matériaux

#### 3.1 Éléments de maçonnerie

##### 3.1.1 Types et classement en groupes des éléments de maçonnerie

(1)P Les éléments de maçonnerie doivent satisfaire à l'un quelconque des types suivants :

- éléments en terre cuite conformément à l'EN 771-1 ;
- éléments en silico-calcaire conformément à l'EN 771-2 ;
- éléments en béton de granulats (courants et allégés) conformément à l'EN 771-3 ;
- éléments en béton cellulaire autoclavé conformément à l'EN 771-4 ;
- éléments en pierre reconstituée conformément à l'EN 771-5 ;
- éléments prétaillés en pierre naturelle conformément à l'EN 771-6.

(2) Les éléments de maçonnerie peuvent appartenir à la Catégorie I ou à la Catégorie II.

NOTE Les définitions des éléments de Catégories I et II sont données dans la norme EN 771-1 à 6.

(3) Il convient de répartir les éléments de maçonnerie entre les Groupes 1, 2, 3 ou 4, en vue de l'utilisation des Équations et autres valeurs numériques données en 3.6.1.2. (2), (3), (4), (5) et (6), et 3.6.1.3 ainsi que lorsqu'il est fait référence à ces groupes dans les autres articles.

NOTE Le fabricant précise généralement la répartition en groupes des éléments de maçonnerie qu'il produit.

(4) Les éléments en béton cellulaire autoclavé, les éléments en pierre reconstituée et les éléments prétaillés en pierre naturelle sont considérés comme appartenant au groupe 1. Les prescriptions géométriques relatives à la répartition en groupes des éléments en terre cuite, en silico-calcaire et en béton de granulats sont indiquées dans le Tableau 3.1.

Tableau 3.1 — Prescriptions géométriques relatives aux Groupes d'éléments de maçonnerie

		Matériaux et limites applicables aux éléments de maçonnerie						
Groupe 1 (tous matériaux)		Éléments	Groupe 2		Groupe 3		Groupe 4	
			Alvéoles verticales				Alvéoles horizontales	
Volume de toutes les alvéoles (% du volume brut)	≤ 25	terre cuite	> 25 ; ≤ 55		≥ 25 ; ≤ 70		> 25 ; ≤ 70	
		silico-calcaire	> 25 ; ≤ 55		non utilisé		non utilisé	
		Béton <sup>b)</sup>	> 25 ; ≤ 60		> 25 ; ≤ 70		> 25 ; ≤ 50	
Volume de n'importe quelle alvéole (% du volume brut)	≤ 12,5	terre cuite	chacune des alvéoles multiples ≤ 2 trous de préhension jusqu'à un total de 12,5		chacune des alvéoles multiples ≤ 2 trous de préhension jusqu'à un total de 12,5		chacune des alvéoles multiples ≤ 30	
		silico-calcaire	chacune des alvéoles multiples ≤ 15 trous de préhension jusqu'à un total de 30		non utilisé		non utilisé	
		béton <sup>b)</sup>	chacune des alvéoles multiples ≤ 30 trous de préhension jusqu'à un total de 30		chacune des alvéoles multiples ≤ 30 trous de préhension jusqu'à un total de 30		chacune des alvéoles multiples ≤ 25	
Valeurs déclarées des épaisseurs des parois internes (ou cloison) et externes (mm)	Pas de prescription		paroi interne	paroi externe	paroi interne	paroi externe	paroi interne	paroi externe
		terre cuite	5	8	3	6	6	8
		silico-calcaire	5	10	non utilisé		non utilisé	
		béton <sup>b)</sup>	15	18	15	15	20	20
Valeur déclarée de l'épaisseur cumulée <sup>a)</sup> des parois internes et externes (% de la largeur totale)	Pas de prescription	terre cuite	≥ 16		≥ 12		≥ 16	
		silico-calcaire	≥ 20		non utilisé		non utilisé	
		béton <sup>b)</sup>	≥ 18		≥ 15		≥ 45	

a) L'épaisseur cumulée est l'épaisseur des parois internes et externes, mesurée horizontalement à travers l'élément perpendiculairement à la face de parement du mur. La vérification doit être considérée comme un essai de qualification et doit uniquement être répétée dans le cas de modifications principales des dimensions de calcul des éléments.

b) Dans le cas d'alvéoles coniques ou d'alvéoles circulaires, utiliser la valeur moyenne de l'épaisseur des parois internes et externes.

3.1.2 Propriétés des éléments de maçonnerie — Résistance à la compression

(1)P La résistance à la compression des éléments de maçonnerie à utiliser pour le calcul doit être la résistance à la compression moyenne normalisée,  $f_b$ .

NOTE Dans la série de normes EN 771, la résistance à la compression moyenne normalisée est soit :

- déclarée par le fabricant ; soit
- obtenue en convertissant la résistance à la compression en utilisant l'EN 772-1, Annexe A (Conversion de la résistance à la compression des éléments de maçonnerie en résistance à la compression normalisée).

(2) Lorsque le fabricant déclare la résistance à la compression normalisée des éléments de maçonnerie comme une résistance caractéristique, il convient de convertir cette dernière en résistance moyenne équivalente, au moyen d'un coefficient fondé sur le coefficient de variation  $\langle AC \rangle$  de la résistance à la compression  $\langle AC \rangle$  des éléments.

## 3.2 Mortier

### 3.2.1 Types de mortier de montage

(1) Les mortiers de montage sont (selon leurs constituants) définis comme des mortiers d'usage courant, de joints minces ou mortiers allégés.

(2) Les mortiers de montage sont (selon la méthode de définition de leur composition) considérés comme des mortiers performanciels ou de recette.

(3) Les mortiers de montage peuvent être de type industriel (prédosés ou prémélangés), de type semi-fini ou de chantier, selon le mode de fabrication.

(4)P Les mortiers industriels et semi-finis doivent être conformes à l'EN 998-2. Le mortier de chantier doit être conforme à l'EN 1996-2. Le mortier prémélangé de chaux/sable doit être conforme à l'EN 998-2, et doit être utilisé conformément à l'EN 998-2.

### 3.2.2 Spécification du mortier de montage

(1) Il convient de classer les mortiers selon leur résistance à la compression, exprimée par la lettre M suivie de la résistance à la compression en  $N/mm^2$ , par exemple, M5. Les mortiers à composition prescrite, outre le numéro M, sont décrits par leurs constituants de recette, par exemple, 1 : 1 : 5 proportion de ciment : chaux : sable en volume.

NOTE L'Annexe Nationale d'un pays donné peut prescrire des mélanges équivalents acceptables, décrits par la proportion des constituants, aux valeurs M déclarées. Il convient que l'Annexe Nationale mentionne ces mélanges équivalents acceptables.

(2) Les mortiers d'usage courant peuvent être des mortiers performanciels conformément à l'EN 998-2 ou des mortiers de recette conformément à l'EN 998-2.

(3) Il convient que les mortiers de joints minces et les mortiers allégés soient des mortiers performanciels conformément à l'EN 998-2.

### 3.2.3 Propriétés des mortiers

#### 3.2.3.1 Résistance à la compression du mortier de montage

(1)P La résistance à la compression du mortier de montage,  $f_m$ , doit être déterminée conformément à l'EN 1015-11.

$\langle AC \rangle$  texte supprimé  $\langle AC \rangle$

#### 3.2.3.2 Adhérence entre éléments et mortier

(1)P L'adhérence entre le mortier et les ouvrages de maçonnerie doit être appropriée à l'usage prévu.

NOTE 1 Une adhérence appropriée dépend du type de mortier utilisé et des éléments sur lesquels ce mortier est appliqué.

NOTE 2 L'EN 1052-3 traite de la détermination de la résistance au cisaillement initiale de la maçonnerie et l'EN  $\langle AC \rangle$  texte supprimé  $\langle AC \rangle$  1052-5  $\langle AC \rangle$  texte supprimé  $\langle AC \rangle$  traite de la détermination de la contrainte d'adhérence de l'armature en flexion.

### 3.3 Béton de remplissage

#### 3.3.1 Généralités

(1)P Le béton utilisé pour le remplissage doit être conforme à l'EN 206.

(2) Le béton de remplissage est spécifié par la résistance caractéristique à la compression,  $f_{ck}$ , (classe de résistance du béton), qui découle de la résistance sur cylindre/cube à 28 jours conformément à l'EN 206.

#### 3.3.2 Prescriptions relatives au béton de remplissage

(1) Il convient que la classe de résistance, telle que définie dans l'EN 206-1, du béton de remplissage ne soit pas inférieure à C12/15.

(2) Le béton peut être soit formulé, soit sur composition prescrite, et il convient qu'il contienne la quantité d'eau juste nécessaire pour obtenir la résistance spécifiée et donner l'ouvrabilité adéquate.

(3)P L'ouvrabilité du béton de remplissage doit être telle qu'elle permette que les évidements soient complètement remplis, lorsque le béton est mis en œuvre conformément à l'EN 1996-2.

(4) Un affaissement de classe S3 à S5 ou un étalement de classe F4 à F6, conformément à l'EN 206-1, est satisfaisant dans la plupart des cas. Il est recommandé d'utiliser  $\overline{AC}$  un affaissement de classe S5 ou un étalement de classe F6  $\overline{AC}$  pour les alvéoles dont la plus petite dimension est inférieure à 85 mm. Lorsque des bétons d'affaissement de classes élevées doivent être utilisés, il est nécessaire de prendre des mesures visant à réduire le retrait important du béton qui en résulte.

(5) Il convient que la dimension maximale du granulat du béton de remplissage ne soit pas supérieure à 20 mm. Lorsque du béton de remplissage doit être utilisé dans des évidements dont la plus faible dimension est inférieure à 100 mm ou lorsque l'enrobage de l'armature est inférieur à 25 mm, il y a lieu que la dimension maximale du granulat ne soit pas supérieure à 10 mm.

#### 3.3.3 Propriétés du béton de remplissage

(1)P La résistance caractéristique à la compression et la résistance au cisaillement du béton de remplissage doivent être déterminées à partir d'essais réalisés sur des éprouvettes de béton.

NOTE Les résultats d'essai peuvent être obtenus à partir des essais réalisés pour le projet ou être fournis par une base de données.

(2) En l'absence de données d'essai disponibles, la résistance caractéristique à la compression,  $f_{ck}$ , et la résistance caractéristique au cisaillement,  $f_{cvk}$ , du béton de remplissage peuvent être celles indiquées dans le Tableau 3.2.

**Tableau 3.2 — Résistances caractéristiques du béton de remplissage**

Classe de résistance du béton	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 ou plus
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	12	16	20	25
$f_{cvk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0,27	0,33	0,39	0,45

### 3.4 Acier d'armature

#### 3.4.1 Généralités

(1)P L'acier des armatures doit être conforme au EN 10080. L'acier inoxydable et les barres à revêtement spécial doivent faire l'objet d'une spécification distincte.

(2)P Les prescriptions relatives aux propriétés de l'armature s'appliquent au matériau disposé dans l'ouvrage en maçonnerie durci ou le béton de remplissage. Les opérations menées sur le chantier ou lors de la fabrication, susceptibles d'altérer les propriétés du matériau doivent être évitées.

NOTE L'EN 10080 fait référence à une limite apparente d'élasticité  $R_e$ , qui inclut les valeurs caractéristique, minimale et maximale fondées sur la qualité de production à long terme. Par opposition,  $f_{yk}$  est la limite apparente d'élasticité caractéristique fondée uniquement sur l'armature requise pour l'ouvrage. Il n'existe pas de relation directe entre  $f_{yk}$  et la limite apparente d'élasticité caractéristique  $R_e$ . Les méthodes d'évaluation et de vérification de la limite d'élasticité mentionnées dans l'EN 10080 assurent toutefois un contrôle suffisant permettant d'obtenir  $f_{yk}$ .

(3) Les aciers pour armature peuvent être des aciers au carbone ou des aciers inoxydables austénitiques. Ils peuvent être lisses ou à haute adhérence et soudables.

(4) La norme EN 1992-1-1 donne des informations détaillées concernant les propriétés des aciers pour armatures.

#### 3.4.2 Propriétés des aciers d'armature

(1)P La résistance caractéristique des aciers d'armature,  $f_{yk}$ , doit être conforme à l'Annexe C de l'EN 1992-1-1.

(2) Le coefficient de dilatation thermique peut être supposé égal à  $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ .

NOTE La différence entre cette valeur et la valeur applicable à la maçonnerie ou au béton environnant peut généralement être négligée.

#### 3.4.3 Propriétés des armatures AC texte supprimé AC pour joints d'assise

(1)P Les armatures A1 texte supprimé A1 pour joints d'assise doivent être conformes à l'EN 845-3.

### 3.5 Acier de précontrainte

(1)P L'acier de précontrainte doit être conforme à l'EN 10138 ou un Avis Technique Européen approprié.

(2) Il convient que les propriétés de l'acier de précontrainte soient celles définies dans l'EN 1992-1-1.

### 3.6 Propriétés mécaniques de la maçonnerie

#### 3.6.1 Résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie

##### 3.6.1.1 Généralités

(1)P La résistance caractéristique à la compression des ouvrages en maçonnerie,  $f_k$ , doit être déterminée à partir des résultats d'essai effectués sur les éprouvettes de maçonnerie.

NOTE Les résultats d'essai peuvent être obtenus à partir des essais réalisés pour le projet ou être fournis par une base de données.

## EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

**3.6.1.2 Résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie lorsqu'elle n'est pas montée à joints interrompus**

(1) Il convient de déterminer la résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie à partir, soit :

(i) des résultats des essais conformément à l'EN 1052-1, lesquels essais peuvent être effectués pour le projet ou être disponibles du fait des essais précédemment réalisés, par exemple une base de données ; il convient d'exprimer les résultats des essais sous forme de tableau, ou selon les termes de l'équation (3.1) :

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad \dots (3.1)$$

où :

$f_k$  est la résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie, en N/mm<sup>2</sup> ;

$K$  est une constante, le cas échéant, modifiée conformément à 3.6.1.2(3) et/ou 3.6.1.2(6) ;

$\alpha, \beta$  sont des constantes ;

$f_b$  est la résistance normalisée moyenne à la compression des éléments, dans la direction de l'effet de l'action appliquée, en N/mm<sup>2</sup> ;

$f_m$  est la résistance à la compression du mortier, en N/mm<sup>2</sup>.

Il convient d'indiquer les limites d'utilisation de l'Équation (3.1) en fonction de  $f_b$ , de  $f_m$ , du coefficient de variation des résultats d'essai, et du groupe auquel appartiennent les éléments.

ou :

(ii) de (2) et (3), ci-dessous.

NOTE La décision selon laquelle il convient d'utiliser la méthode (i) ou la méthode (ii) dans un pays donné doit figurer dans l'Annexe Nationale du pays considéré. Si la décision est d'utiliser (i), des valeurs tabulées ou des constantes à utiliser dans l'équation (3.1) ainsi que ses limitations, de préférence relatives au groupe d'éléments de maçonnerie du Tableau 3.1, doit figurer dans l'Annexe Nationale.

(2) La relation entre la résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie,  $f_k$ , la résistance normalisée moyenne à la compression des éléments,  $f_b$ , et la résistance du mortier,  $f_m$ , peut être obtenue à partir de :

— l'équation (3.2), pour la maçonnerie montée avec du mortier d'usage courant et du mortier allégé ;

— l'équation (3.3), pour la maçonnerie montée avec du mortier de joints minces, d'épaisseur comprise entre 0,5 mm et 3 mm, et des éléments de terre cuite des groupes 1 et 4, des éléments de silico-calcaire, des éléments **[AC]** en béton **[AC]** de granulats ou en béton cellulaire autoclavé ;

— l'équation (3.4), pour la maçonnerie montée avec du mortier de joints minces, d'épaisseur comprise entre 0,5 mm et 3 mm, et des éléments de terre cuite des groupes 2 et 3.

NOTE L'EN 998-2 ne mentionne aucune limite pour l'épaisseur des joints constitués de mortier de joints minces ; la limite comprise entre 0,5 mm et 3 mm consiste à s'assurer que le mortier de joints minces présente les propriétés améliorées telles qu'elles permettent de vérifier les équations (3.3) et (3.4). Il n'est pas nécessaire d'utiliser la résistance du mortier,  $f_m$ , avec les équations (3.3) et (3.4).

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \quad \dots (3.2)$$

$$f_k = K f_b^{0,85} \quad \dots (3.3)$$

$$f_k = K f_b^{0,7} \quad \dots (3.4)$$

où :

$K$  est une constante selon le Tableau 3.3, et modifiée, le cas échéant, selon 3.6.1.2(3) et/ou 3.6.1.2(6)

sous réserve que les prescriptions suivantes soient satisfaites :

— la maçonnerie est détaillée conformément à la section 8 de la présente norme EN 1996-1-1 ;

— tous les joints satisfont aux prescriptions de 8.1.5 (1) et (3) de manière à être considérés comme remplis ;



- $f_b$  ne peut être supérieure à 75 N/mm<sup>2</sup> lorsque les éléments sont montés à l'aide d'un mortier d'usage courant ;
- $f_b$  ne peut être supérieure à 50 N/mm<sup>2</sup> lorsque les éléments sont montés à l'aide d'un mortier de joints minces ;
- $f_m$  ne peut être supérieure à 20 N/mm<sup>2</sup> ni supérieure à 2  $f_b$  lorsque les éléments sont montés à l'aide d'un mortier d'usage courant ;
- $f_m$  ne peut être supérieure à 10 N/mm<sup>2</sup> lorsque les éléments sont montés à l'aide d'un mortier allégé ;
- l'épaisseur de la maçonnerie est égale à la largeur ou à la longueur de l'élément, de sorte qu'il n'y a aucun joint de mortier parallèle à la face de parement du mur sur tout ou partie de la longueur de ce dernier ;
- le coefficient de variation de la résistance des éléments de maçonnerie n'est pas supérieur à 25 %.

(3) Lorsque les sollicitations sont parallèles à la direction du lit de pose, la résistance caractéristique à la compression peut également être déterminée à partir des équations (3.2), (3.3) ou (3.4), en utilisant la résistance à la compression normalisée de la maçonnerie  $f_b$ , obtenue par essais pour lesquels la direction de l'application des charges sur l'éprouvette est celle de la sollicitation dans la maçonnerie mais en appliquant le facteur,  $\delta$ , donné dans l'EN 771-1 à 6, non supérieur à 1,0. Pour les éléments des groupes 2 et 3, il convient alors de multiplier  $K$  par 0,5.

(4) Pour la maçonnerie fabriquée avec du mortier d'usage courant dans le cas où les éléments en béton des groupes 2 et 3 sont utilisés avec les alvéoles verticales complètement remplies de béton, la valeur de  $f_b$  est généralement obtenue en considérant les éléments comme appartenant au groupe 1 avec une résistance à la compression correspondant à la résistance à la compression des éléments ou du béton de remplissage, selon la plus petite des deux valeurs.

(5) Lorsque les joints verticaux ne sont pas remplis, les équations (3.2), (3.3) ou (3.4) peuvent être utilisées, en tenant tout particulièrement compte des actions horizontales susceptibles d'être appliquées à, ou être transmises par, la maçonnerie. Voir également 3.6.2(4).

(6) Pour la maçonnerie constituée de mortier d'usage courant, dans le cas d'un joint de mortier parallèle à la face de parement du mur sur tout ou partie de la longueur de ce dernier, les valeurs de  $K$  peuvent être obtenues en multipliant les valeurs données dans le Tableau 3.3 par 0,8.

**Tableau 3.3 — Valeurs de  $K$  à utiliser avec des mortiers d'usage courant, des mortiers de joints minces et allégés**

Éléments de maçonnerie		Mortier d'usage courant	Mortier de joints minces (joint d'assise $\geq 0,5$ mm et $\leq 3$ mm )	Mortier allégé de masse volumique	
				$600 \leq \rho \leq 800$ kg/m <sup>3</sup>	$800 < \rho \leq 1\ 300$ kg/m <sup>3</sup>
Terre cuite	Groupe 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Groupe 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Groupe 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Groupe 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Silico-calcaire	Groupe 1	0,55	0,80	‡	‡
	Groupe 2	0,45	0,65	‡	‡
Béton de granulats	Groupe 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Groupe 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Groupe 3	0,40	0,50	‡	‡
	Groupe 4	0,35	‡	‡	‡
Béton cellulaire autoclavé	Groupe 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Pierre reconstituée	Groupe 1	0,45	0,75	‡	‡
Pierre naturelle prétaillée	Groupe 1	0,45	‡	‡	‡

‡ La combinaison de mortier/élément n'étant généralement pas utilisée, aucune valeur n'est ainsi donnée.

### 3.6.1.3 Résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie montée à joints interrompus

Ⓐ (1) La résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie montée à joints interrompus peut également être obtenue à partir de 3.6.1.2 à l'aide de la résistance à la compression moyenne normalisée des éléments  $f_b$  obtenue pour des hourdages normaux (qui n'est donc pas obtenue à partir d'essais réalisés sur des éléments montés à joints interrompus conformément à l'EN 772-1), à condition que : Ⓐ

- la largeur de chaque bande de mortier soit supérieure ou égale à 30 mm ;
- l'épaisseur de la maçonnerie soit égale à la largeur ou à la longueur des éléments de maçonnerie de sorte qu'il n'y ait aucun joint de mortier longitudinal sur tout ou partie de la longueur du mur ;
- le rapport  $g/t$  n'est pas inférieur à 0,4 ;
- $K$  est la valeur indiquée en 3.6.1.2(2) lorsque  $g/t = 1,0$  ou  $K$  est prise comme étant égale à la moitié de ces valeurs lorsque le rapport  $g/t = 0,4$ , les valeurs intermédiaires étant obtenues par interpolation linéaire ;

où :

$g$  est le total des largeurs des bandes de mortier ;

$t$  est l'épaisseur du mur.

(2) La résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie montée à joints interrompus Ⓐ *texte supprimé* Ⓐ peut être obtenue à partir de 3.6.1.2, à condition que la résistance à la compression moyenne normalisée des éléments,  $f_b$ , utilisée dans l'équation soit celle obtenue avec des essais effectués sur des éléments montés à joints interrompus conformément à l'EN 772-1.

### 3.6.2 Résistance caractéristique au cisaillement de la maçonnerie

(1)P La résistance caractéristique au cisaillement des ouvrages en maçonnerie,  $f_{vk}$ , doit être déterminée à partir des résultats d'essai effectués sur lesdits ouvrages.

NOTE Les résultats d'essai peuvent être obtenus à partir des essais réalisés pour le projet ou être fournis par une base de données.

(2) Il convient de déterminer la résistance caractéristique initiale au cisaillement des ouvrages en maçonnerie,  $f_{vk0}$ , à partir des essais réalisés conformément à l'EN 1052-3 ou l'EN 1052-4.

(3) La résistance caractéristique au cisaillement des ouvrages en maçonnerie,  $f_{vk}$ , utilisant du mortier d'usage courant conformément à 3.2.2(2), ou du mortier de joints minces en couches d'épaisseur comprise entre 0,5 mm et 3,0 mm, conformément à 3.2.2(3), voire du mortier allégé conformément à 3.2.2(4), tous les joints satisfaisant les prescriptions de 8.1.5 de sorte qu'ils soient considérés comme remplis, peut être celle obtenue à l'équation (3.5).

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \quad \dots (3.5)$$

sans être supérieure à  $0,065 f_b$  ou  $f_{vlt}$

où :

$f_{vk0}$  est la résistance caractéristique initiale au cisaillement, en l'absence de contrainte de compression ;

$f_{vlt}$  est la valeur limite de  $f_{vk}$  ;

$\sigma_d$  est la contrainte de compression de calcul perpendiculaire au cisaillement dans la partie d'ouvrage au niveau considéré, lorsque l'on utilise la combinaison de charge appropriée fondée sur la contrainte verticale moyenne exercée sur la partie comprimée du mur offrant la résistance au cisaillement ;

$f_b$  est la résistance normalisée à la compression de la maçonnerie, telle que décrite en 3.1.2.1, pour la direction d'application de la charge sur les éprouvettes perpendiculaires à la face de pose.

NOTE La décision concernant l'utilisation ou non de la valeur  $0,065 f_b$  ou  $f_{vlt}$  dans un pays donné, ainsi que de la valeur ou de l'origine de  $f_{vlt}$  lorsque cette option est retenue, peut se trouver dans l'Annexe Nationale du pays considéré.

(4) La résistance caractéristique au cisaillement de la maçonnerie utilisant du mortier d'usage courant conformément à 3.2.2(2), ou du mortier de joints minces conformément à 3.2.2(3), avec des joints de pose d'une épaisseur comprise entre 0,5 mm et 3,0 mm, ou du mortier allégé conformément à 3.2.2(4), dont les joints verticaux ne sont pas remplis, mais dont les faces adjacentes des ouvrages de maçonnerie sont placées au contact, peut être celle obtenue à l'équation (3.6).

$$f_{vk} = 0,5 f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \quad \dots (3.6)$$

sans être supérieure à  $0,045 f_b$  ou  $f_{vlt}$

où :

$f_{vk0}$ ,  $f_{vlt}$ ,  $\sigma_d$  et  $f_b$  sont telles que définies en (3) ci-dessus.

NOTE La décision concernant l'utilisation ou non de la valeur  $0,045 f_b$  ou  $f_{vlt}$  dans un pays donné, ainsi que de la valeur ou de l'origine de  $f_{vlt}$  lorsque cette option est retenue, peut se trouver dans l'Annexe Nationale du pays considéré.

(5) Dans le cas des maçonneries à joints interrompus, avec lesquels les éléments sont hourdés en deux ou plusieurs bandes égales de mortier d'usage courant, chaque bande ayant une largeur minimale de 30 mm,  $f_{vk}$  peut être la valeur obtenue à l'équation (3.7).

$$f_{vk} = \frac{g}{t} f_{vk0} + 0,4 r_d \quad \dots (3.7)$$

mais en aucun cas supérieure à la valeur qui serait obtenue au point (4) ci-dessus.

où :

$f_{vk}$ ,  $\sigma_d$  et  $f_b$  sont telles que définies en (3) ci-dessus et :

$g$  est le total des largeurs des bandes de mortier ;

$t$  est l'épaisseur du mur.

(6) La résistance caractéristique initiale au cisaillement de la maçonnerie,  $f_{vk0}$ , peut être déterminée à partir de :

- soit l'évaluation d'une base de données contenant les résultats des essais relatifs à la résistance initiale au cisaillement des maçonneries, ou
- à partir des valeurs données dans le Tableau 3.4, sous réserve que les mortiers d'usage courant fabriqués conformément à l'EN 1996-2 ne contiennent ni adjuvants ni additifs.

NOTE L'Annexe Nationale doit faire état de la décision selon laquelle il convient d'utiliser l'une des deux méthodes susmentionnées dans un pays donné. Lorsqu'un pays décide de déterminer ses valeurs de  $f_{vk0}$  à partir d'une base de données, lesdites valeurs peuvent figurer dans l'Annexe Nationale.

(7) La résistance verticale au cisaillement de la jonction de deux murs de maçonnerie peut être obtenue à partir d'essais appropriés pour un projet spécifique ou peut être le résultat d'une évaluation des données d'essai. Lorsque des données de ce type ne sont pas disponibles, la résistance caractéristique verticale au cisaillement peut être fondée sur  $f_{vk0}$ , où  $f_{vk0}$  est la résistance au cisaillement en l'absence de contrainte de compression, telle qu'indiquée en 3.6.2(2) et (6), sous réserve que la jonction entre les murs soit conforme à 8.5.2.1.

Tableau 3.4 — Valeurs de résistance initiale au cisaillement de la maçonnerie  $f_{vk0}$

Éléments de maçonnerie	$f_{vk0}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
	Mortier d'usage courant de la classe de résistance donnée		Mortier de joints minces (joint d'assise $\geq 0,5$ mm $\leq 3$ mm)	Mortier allégé
Terre cuite	M10 — M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5 — M9	0,20		
	M1 — M2	0,10		
Silico-calcaire	M10 — M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5 — M9	0,15		
	M1 — M2	0,10		
Béton de granulats	M10 — M20	0,20	0,30	0,15
Béton cellulaire autoclavé	M2,5 — M9	0,15		
Pierre reconstituée et pierre naturelle prétaillée	M1 — M2	0,10		

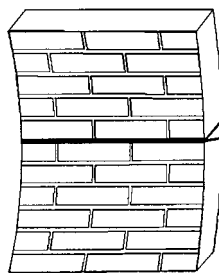
A1)

**3.6.3 Résistance caractéristique au cisaillement de l'interface maçonnerie/linteau préfabriqué**

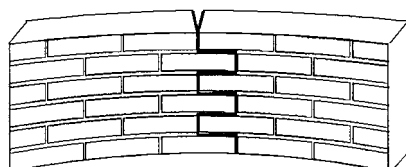
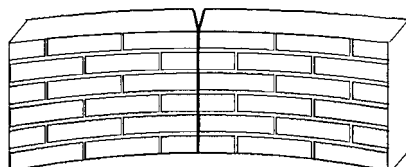
(1) La résistance caractéristique initiale au cisaillement de l'interface entre la maçonnerie et la surface de la partie préfabriquée d'un linteau composite,  $f_{vkoI}$ , est déclarée par le fabricant. A1)

**3.6.4 Résistance caractéristique à la flexion de la maçonnerie**

(1) Pour l'étude de la flexion hors du plan, il convient de prendre en considération les situations suivantes: résistance à la flexion dont le plan de rupture est parallèle aux lits de pose,  $f_{xk1}$  ; résistance à la flexion dont le plan de rupture est perpendiculaire aux lits de pose,  $f_{xk2}$  (voir Figure 3.1).



a) Plan de rupture parallèle aux lits de pose,  $f_{xk1}$



b) Plan de rupture perpendiculaire aux lits de pose,  $f_{xk2}$

Figure 3.1 — Plans de rupture de la maçonnerie en flexion

(2)P La résistance caractéristique à la flexion de la maçonnerie,  $f_{xk1}$  et  $f_{xk2}$ , doit être déterminée à partir des résultats d'essais effectués sur la maçonnerie.

NOTE Les résultats d'essai peuvent être obtenus à partir des essais réalisés pour le projet ou être fournis par une base de données.

(3) La résistance caractéristique à la flexion de la maçonnerie peut être déterminée au moyen d'essais réalisés conformément à l'EN 1052-2, ou peut être établie à partir d'une évaluation de données d'essais fondées sur les résistances à la flexion de la maçonnerie obtenues à partir de combinaisons appropriées d'éléments et de mortier.

NOTE 1 L'Annexe Nationale fournit les valeurs de  $f_{xk1}$  et  $f_{xk2}$  à utiliser dans un pays donné.

NOTE 2 En l'absence de données d'essais, les valeurs relatives à la résistance caractéristique à la flexion de la maçonnerie réalisée à partir de mortier d'usage courant, de mortier de joints minces ou de mortier allégé, peuvent être celles données dans les tableaux de la présente note, sous réserve que le mortier de joints minces et que les mortiers allégés relèvent de la catégorie M5 ou plus ;

NOTE 3 Dans le cas de maçonnerie constituée d'éléments de béton cellulaire autoclavé montés à l'aide d'un mortier de joints minces, les valeurs  $f_{xk1}$  et  $f_{xk2}$  utilisées peuvent être celles données dans les tableaux de la présente note ou figurant dans les Équations suivantes :

- $f_{xk1} = 0,035 f_b$ , avec joints verticaux remplis et non remplis
- $f_{xk2} = 0,035 f_b$ , avec joints verticaux remplis ou  $0,025 f_b$ , avec joints verticaux non remplis

**Valeurs de  $f_{xk1}$ , pour plan de rupture parallèle aux lits de pose**

Éléments de maçonnerie	$f_{xk1}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
	Mortier d'usage courant		Mortier de joints minces	Mortier allégé
	$f_m < 5$ N/mm <sup>2</sup>	$f_m \geq 5$ N/mm <sup>2</sup>		
Terre cuite	0,10	0,10	0,15	0,10
Silico-calcaire	0,05	0,10	0,20	non utilisé
Béton de granulats	0,05	0,10	0,20	non utilisé
Béton cellulaire autoclavé	0,05	0,10	0,15	0,10
Pierre reconstituée	0,05	0,10	non utilisé	non utilisé
Pierre naturelle prétaillée	0,05	0,10	0,15	non utilisé

**Valeurs de  $f_{xk2}$ , pour plan de rupture perpendiculaire aux lits de pose**

Ouvrage de maçonnerie	$f_{xk2}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
	Mortier d'usage courant		Mortier de joints minces	Mortier allégé
	$f_m < 5$ N/mm <sup>2</sup>	$f_m \geq 5$ N/mm <sup>2</sup>		
Terre cuite	0,20	0,40	0,15	0,10
silico-calcaire	0,20	0,40	0,30	non utilisé
Béton de granulats	0,20	0,40	0,30	non utilisé
Béton cellulaire autoclavé	$\rho < 400$ kg/m <sup>3</sup>	0,20	0,20	0,15
	$\rho \geq 400$ kg/m <sup>3</sup>	0,20	0,40	0,15
Pierre reconstituée	0,20	0,40	non utilisé	non utilisé
Pierre naturelle prétaillée	0,20	0,40	0,15	non utilisé

NOTE 4 Il convient que  $f_{xk2}$  ne soit pas supérieure à la résistance à la flexion de l'élément.

FIN DES NOTES.

### 3.6.5 Résistance caractéristique d'adhérence

(1)P La résistance caractéristique d'adhérence des armatures hourdées dans le mortier ou le béton doit être obtenue à partir des résultats d'essais.

NOTE Les résultats d'essai peuvent être obtenus à partir des essais réalisés pour le projet ou être fournis par une base de données.

(2) La résistance caractéristique d'adhérence des armatures peut être établie à partir d'une évaluation des données d'essai.

(3) En l'absence de données d'essai, pour les armatures enrobées dans des sections de béton de dimensions supérieures ou égales à 150 mm, ou lorsque le béton de remplissage entourant l'armature est confiné dans des éléments de maçonnerie, de sorte que l'armature peut être considérée comme confinée, la résistance caractéristique d'adhérence,  $f_{bok}$ , est donnée dans le Tableau 3.5.

(4) Dans le cas d'une armature enrobée dans du mortier, ou dans des sections de béton de dimensions inférieures à 150 mm, ou lorsque le béton de remplissage entourant l'armature n'est pas confiné dans des éléments de maçonnerie, de sorte que l'armature est considérée comme non confinée, la résistance caractéristique d'adhérence,  $f_{bok}$ , est donnée dans le Tableau 3.6.

(5) Dans le cas d'une armature préfabriquée pour joints d'assise, il convient de déterminer la résistance caractéristique d'adhérence au moyen d'essais réalisés conformément à l'EN 846-2, ou il est recommandé d'utiliser l'adhérence des fils longitudinaux seuls.

**Tableau 3.5 — Résistance caractéristique d'adhérence d'une armature dans un béton de remplissage confiné**

Classe de résistance du béton	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 ou plus
$f_{bok}$ pour aciers doux lisses (N/mm <sup>2</sup> )	1,3	1,5	1,6	1,8
$f_{bok}$ pour aciers à haute adhérence et aciers inoxydables (N/mm <sup>2</sup> )	2,4	3,0	3,4	4,1

**Tableau 3.6 — Résistance caractéristique d'adhérence d'une armature dans du mortier ou du béton non confiné dans des ouvrages de maçonnerie**

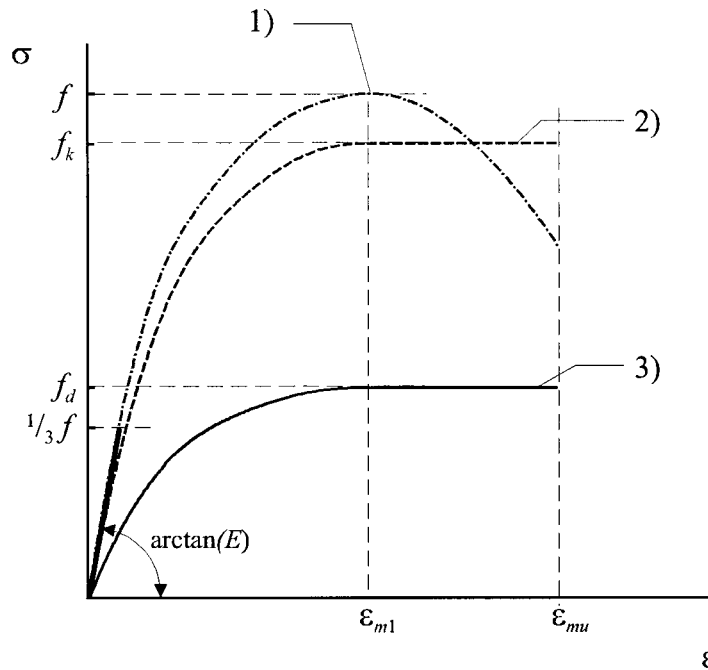
Classe de résistance du	Mortier	AC M2-M4 AC	M5-M9	M10-M14	M15-M19	M20
	Béton	non utilisé	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 ou plus
$f_{bok}$ pour aciers doux lisses (N/mm <sup>2</sup> )		0,5	0,7	1,2	1,4	1,4
$f_{bok}$ pour aciers à haute adhérence et aciers inoxydables (N/mm <sup>2</sup> )		0,5	1,0	1,5	2,0	3,4

### 3.7 Propriétés de déformation de la maçonnerie

#### 3.7.1 Relation contrainte déformation

(1) La relation contrainte déformation de la maçonnerie en compression est non linéaire et peut être considérée de forme linéaire, parabolique, parabolique rectangle (voir Figure 3.2) ou rectangulaire, pour les besoins du calcul de la résistance d'une section de maçonnerie (voir 6.6.1(1)P).

NOTE La Figure 3.2 est une approximation et peut ne pas correspondre à tous les types d'éléments de maçonnerie.



#### Légende

- 1 Diagramme type
- 2 Diagramme idéal (parabolique rectangle)
- 3 Diagramme de calcul

**Figure 3.2 — Relation contrainte-déformation pour la maçonnerie en compression**

#### 3.7.2 Module d'élasticité

(1)P Le module d'élasticité sécant à court terme,  $E$ , doit être déterminé par essais conformément à l'EN 1052-1.

NOTE Les résultats d'essai peuvent être obtenus à partir des essais réalisés pour le projet ou être fournis par une base de données.

(2) En l'absence de valeur déterminée par essais conformément à l'EN 1052-1 le module d'élasticité sécant à court terme de la maçonnerie,  $E$ , sous sollicitations de service en vue de l'analyse structurale, peut être pris égal à  $K_E f_k$ .

NOTE Les valeurs de  $K_E$  à utiliser dans un pays donné sont fournies par l'Annexe Nationale du pays considéré. La valeur recommandée de  $K_E$  est 1 000.

**EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)**

(3) Le module à long terme peut être déduit de la valeur sécante à court terme, réduite pour tenir compte des effets du fluage, (voir 3.7.4), selon la formule :

$$E_{\text{long term}} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty}} \quad \dots (3.8)$$

où :

$\phi_{\infty}$  est le coefficient de fluage ultime.

**3.7.3 Module de cisaillement**

(1) Le module de cisaillement,  $G$ , peut être considéré égal à 40 % du module d'élasticité,  $E$ .

**3.7.4 Fluage, retrait/gonflement à l'humidité et dilatation thermique**

(1)P Les coefficients de fluage, de retrait/gonflement à l'humidité et de dilatation thermique doivent être déterminés par essai.

NOTE 1 Les résultats d'essai peuvent être obtenus à partir des essais réalisés pour le projet ou bien être fournis par une base de données.

NOTE 2 Il n'existe actuellement aucune méthode d'essai, au niveau européen, permettant de déterminer le fluage ou le gonflement à l'humidité de la maçonnerie.

(2) Le coefficient de fluage ultime,  $\phi_{\infty}$ , le retrait/gonflement à l'humidité ou à long terme, ou le coefficient de dilatation thermique,  $\alpha_t$ , peuvent être obtenus à partir d'une évaluation des données d'essai.

NOTE Des plages de valeurs relatives aux propriétés de déformation de la maçonnerie sont données dans le tableau ci-dessous. Les valeurs à utiliser dans un pays donné sont fournies par l'Annexe Nationale du pays considéré.

**Plages de coefficients relatifs au fluage, au retrait/gonflement à l'humidité, ainsi qu'aux propriétés thermiques de la maçonnerie**

Type d'éléments de maçonnerie	Coefficient de fluage ultime <sup>a)</sup> $\phi_{\infty}$	Retrait/Gonflement à l'humidité ou à long terme <sup>b)</sup> mm/m	Coefficient de dilatation thermique, $\alpha_t$ , $10^{-6}/K$
Terre cuite	0,5 à 1,5	- 0,2 à + 1,0	4 à 8
Silico-calcaire	1,0 à 2,0	- 0,4 à - 0,1	7 à 11
Béton de granulats et pierre reconstituée	1,0 à 2,0	- 0,6 à - 0,1	6 à 12
Béton de granulats légers	1,0 à 3,0	- 1,0 à - 0,2	6 à 12
Béton cellulaire autoclavé	0,5 à 1,5	- 0,4 à + 0,2	7 à 9
Pierre naturelle			
Magmatique	c)	- 0,4 à + 0,7	5 à 9
Sédimentaire			2 à 7
Métamorphique			1 à 18

a) Le coefficient de fluage ultime  $\phi_{\infty} = e_{c\infty} / e_{el}$ , où  $e_{c\infty}$  est la déformation ultime de fluage et  $\epsilon_{el} = \sigma / E$ .

b) Lorsque la valeur à long terme de retrait/gonflement à l'humidité est notée comme un nombre négatif, elle indique un retrait et lorsqu'elle est notée comme un nombre positif, elle indique un gonflement.

c) Ces valeurs sont normalement très basses.



### 3.8 Composants accessoires

#### 3.8.1 Coupures de capillarité

(1)P Les coupures de capillarité doivent s'opposer au passage (capillaire) de l'eau.

#### 3.8.2 Attaches

(1)P Les attaches doivent être conformes à l'EN 845-1.

#### 3.8.3 Feuillards, corbeaux et ancrages

(1)P Les feuillards, corbeaux et ancrages doivent être conformes à l'EN 845-1.

#### 3.8.4 Linteaux préfabriqués

(1)P Les linteaux préfabriqués doivent être conformes à l'EN 845-2

#### 3.8.5 Dispositifs de précontrainte

(1)P Les ancrages, coupleurs, gaines et fourreaux doivent être conformes aux prescriptions de l'EN 1992-1-1.

## Section 4 Durabilité

### 4.1 Généralités

(1)P La maçonnerie doit être conçue pour avoir la durabilité requise à son usage prévu, compte tenu des conditions d'exposition d'environnement.

### 4.2 Classification des conditions d'exposition

(1) Il convient que la classification des conditions d'exposition soit conforme à l'EN 1996-2.

### 4.3 Durabilité de la maçonnerie

#### 4.3.1 Éléments de maçonnerie

(1)P Les éléments de maçonnerie doivent être suffisamment durables pour résister aux conditions d'exposition appropriées pour la durée de vie escomptée de la construction.

NOTE Des recommandations pour la conception et l'exécution en vue d'assurer une durabilité adéquate sont données dans l'EN 1996-2.

#### 4.3.2 Mortier

(1)P Le mortier utilisé dans la maçonnerie doit avoir une durabilité suffisante pour résister aux conditions de micro-exposition propres à la durée de vie prévue du bâtiment, et ne doit pas contenir de constituants susceptibles de porter atteinte aux propriétés ou à la durabilité du mortier ou des matériaux liés.

NOTE Des recommandations pour la conception et l'exécution en vue d'assurer une durabilité adéquate des joints de mortier sont données dans la section 8 de la présente norme EN 1996-1-1 et de l'EN 1996-2.

EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

4.3.3 Acier d'armature

(1)P L'acier d'armature doit avoir une durabilité suffisante, soit en étant résistant à la corrosion soit en ayant une protection adéquate, de sorte que, lorsqu'il est disposé conformément aux règles d'application décrites à la section 8, il résiste aux conditions d'exposition locales pour la durée de vie prévue du bâtiment.

(2) Lorsque les aciers au carbone nécessitent une protection pour assurer une durabilité adéquate, il convient qu'ils soient galvanisés conformément au  $\square_{AC}$  prEN 10348  $\square_{AC}$ , de telle sorte que le revêtement de zinc ne soit pas inférieur à celui requis pour assurer la durabilité nécessaire (voir (4) ci-dessous) ou il est recommandé de pourvoir les aciers d'une protection équivalente comme celle assurée par une couche d'époxy appliquée par fusion.

(3) Il convient de choisir le type d'acier d'armature et le niveau minimal de protection associé eu égard à la classe d'exposition appropriée au lieu d'utilisation.

NOTE L'Annexe Nationale peut mentionner des recommandations en ce qui concerne la durabilité des aciers pour armatures. Un tableau de recommandations est donné ci-dessous.

Choix de l'acier d'armature vis-à-vis de la durabilité

Classe d'exposition <sup>a)</sup>	Niveau minimum de protection de l'acier d'armature	
	située dans du mortier	située dans du béton avec un enrobage inférieur à celui requis selon (4)
MX1	Acier au carbone non protégé <sup>b)</sup>	Acier au carbone non protégé
MX2	Acier au carbone, à galvanisation forte ou avec protection équivalente <sup>c)</sup>	Acier au carbone non protégé, ou si du mortier est utilisé pour remplir les évidements, acier au carbone à galvanisation forte ou avec protection équivalente <sup>c)</sup>
	Acier au carbone non protégé dans une maçonnerie enduite sur la face exposée <sup>d)</sup>	
MX3	Acier inoxydable austénitique AISI 316 ou 304	Acier au carbone, à galvanisation forte ou avec protection équivalente <sup>c)</sup>
	Acier au carbone non protégé dans une maçonnerie enduite sur la face exposée <sup>d)</sup>	
MX4	Acier inoxydable austénitique AISI 316 Acier au carbone à galvanisation forte ou avec protection équivalente <sup>b)</sup> avec un mortier enduit sur la face exposée <sup>d)</sup>	Acier inoxydable austénitique AISI 316
MX5	Acier inoxydable austénitique AISI 316 ou 304 <sup>e)</sup>	Acier inoxydable austénitique AISI 316 ou 304 <sup>e)</sup>

a) Voir EN 1996-2.

b) Pour la paroi interne des murs creux extérieurs susceptibles de présenter une certaine humidité, il convient d'utiliser de l'acier au carbone, à galvanisation forte ou avec une protection équivalente telle que c.

c) Il est recommandé de galvaniser l'acier au carbone avec une masse minimale de revêtement de zinc de 900 g/m<sup>2</sup> ou avec une masse minimale de revêtement de zinc de 60 g/m<sup>2</sup> recouverte d'un revêtement adhérent époxy d'au moins 80 μm d'épaisseur, avec une moyenne de 100 μm. Voir également 3.4.

d) Il convient que le mortier soit d'usage courant ou pour joints minces, de classe d'au moins M4, et il est recommandé de porter l'enrobage sur le côté de la Figure 8.2 à 30 mm et d'enduire la maçonnerie à l'aide d'un mortier d'enduit conformément à l'EN 998-1.

e) L'acier inoxydable austénitique peut toujours ne pas convenir à l'ensemble des environnements agressifs, et il convient de considérer ces derniers sur une base de projet au cas par cas.

(4) Lorsque de l'acier au carbone non protégé est utilisé, il convient de le protéger par un enrobage de béton d'épaisseur  $c_{nom}$ .

NOTE L'Annexe Nationale fournit les valeurs de  $c_{nom}$  à utiliser dans un pays donné. Les valeurs recommandées sont données dans le tableau suivant.

**Valeurs recommandées pour l'enrobage de béton minimal  $c_{nom}$  de l'acier au carbone armé**

Classe d'exposition	Teneur minimale en ciment <sup>a)</sup> kg/m <sup>3</sup>				
	275	300	325	350	400
	Rapport maximal eau/ciment				
	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Épaisseur de l'enrobage de béton minimal mm				
MX1 <sup>b)</sup>	20	20	20 <sup>c)</sup>	20 <sup>c)</sup>	20 <sup>c)</sup>
MX2	—	35	30	25	20
MX3	—	—	40	30	25
MX4 et MX5	—	—	—	60 <sup>d)</sup>	50

a) Tous les mélanges sont fondés sur l'utilisation de granulats de poids normal de granulométrie maximale nominale de 20 mm. Lorsque des granulats de granulométrie différente sont utilisés, il convient de régler la teneur en ciment de + 20 % pour des granulats de 14 mm et de + 40 % pour des granulats de 10 mm.

b) Alternativement, a 1 : 0 à 1/4 : 3 : 2 (ciment : chaux : sable : mélange nominal de granulats de 10 mm en volume) peut être utilisé pour satisfaire à la situation d'exposition MX1, lorsque l'enrobage de l'armature a une épaisseur minimale de 15 mm.

c) Ces enrobages peuvent être réduits à une épaisseur minimale de 15 mm à condition que la granulométrie maximale nominale du granulat ne soit pas supérieure à 10 mm.

d) Lorsque le béton de remplissage peut être soumis au gel tout en étant encore humide, il convient d'utiliser du béton résistant au gel.

(5) Lorsque la galvanisation est utilisée comme protection, il convient de galvaniser l'acier d'armature après façonnage.

(6) L'EN 845-3 dresse la liste des systèmes de protection devant être déclarés par le fabricant pour les armatures préfabriquées mises en place dans les joints d'assise.

**4.3.4 Acier de précontrainte**

(1) P L'acier de précontrainte doit être suffisamment durable, lorsqu'il est mis en œuvre conformément aux règles d'application indiquées à la section 8, pour résister aux conditions de micro exposition appropriées pour la durée de vie escomptée de la construction.

(2) Lorsque l'acier de précontrainte doit être galvanisé, il convient que sa composition soit telle qu'il ne soit pas affecté de façon néfaste par le traitement de galvanisation.

**EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)****4.3.5 Dispositifs de précontrainte**

(1)P Les ancrages, coupleurs, gaines et fourreaux doivent être résistant à la corrosion pour les conditions d'exposition dans lesquelles ils sont utilisés.

**4.3.6 Composants accessoires et cornières**

(1) L'EN 1996-2 fournit les prescriptions relatives à la durabilité des composants accessoires (coupures de capillarité, attaches, feuillards, ancrages, corbeaux et cornières).

**4.4 Maçonnerie enterrée**

(1)P Les maçonneries situées sous le niveau du sol doivent être telles qu'elles ne soient pas affectées de façon préjudiciable par ces conditions ou bien elles doivent être convenablement protégées.

(2) Il convient de prendre des mesures visant à protéger la maçonnerie susceptible d'être endommagée par les effets de l'humidité lorsqu'elle est en contact avec le sol.

(3) Lorsqu'il est probable que le sol contienne des produits chimiques qui pourraient être néfastes pour la maçonnerie, il convient que celle-ci soit construite avec des matériaux résistant aux produits chimiques ou qu'elle soit protégée de telle sorte que les agents chimiques agressifs ne puissent pas y être transmis.

**Section 5 Analyse structurale****5.1 Généralités**

(1)P Pour chaque vérification correspondant à un état-limite, un modèle de calcul de la structure doit être établi à partir :

- d'une description appropriée de la structure, des matériaux qui la constituent et de l'environnement correspondant de son emplacement ;
- du comportement de tout ou partie de la structure pour les différents états limites ;
- des actions entreprises et la façon dont elles sont appliquées.

(2)P L'organisation générale de la structure ainsi que les interactions et liaisons entre ses différentes parties doivent être telles qu'elles assurent la stabilité et la robustesse appropriées lors de la construction et de l'utilisation.

(3) Les modèles de calcul peuvent être fondés sur des éléments distincts de la structure (tels que les murs) de manière indépendante, sous réserve de satisfaire à 5.1(2)P.

NOTE Lorsque la structure est constituée de composants conçus séparément, il convient de s'assurer de la stabilité et de la solidité globales.

(4) Il convient de calculer la réponse de la structure en utilisant :

- soit la théorie non linéaire, en supposant une relation spécifique entre la contrainte et la déformation (voir 3.7.1) ; ou
- la théorie linéaire d'élasticité, en supposant une relation linéaire entre la contrainte et la déformation avec une pente égale au module d'élasticité sécant à court terme (voir 3.7.2).

(5) Il est recommandé que les résultats obtenus suite à l'analyse des modèles de calcul fournissent, pour tout élément,

- les contraintes axiales dues aux actions verticales et horizontales ;
- les contraintes de cisaillement dues aux actions verticales et/ou horizontales ;
- les moments fléchissants dus aux actions verticales et/ou latérales ;
- les moments de torsion, le cas échéant.

(6)P Les ouvrages structuraux doivent être vérifiés aux état-limite ultime et état-limite de service, en utilisant, comme actions, les résultats de l'analyse.

(7) Les règles de calcul pour la vérification des état-limite ultime et état-limite de service sont données dans les sections 6 et 7.

## 5.2 Comportement structural pour les situations accidentelles (autres que séismes et feu)

(1)P En plus du calcul de la structure sous les charges résultant de l'usage normal on doit s'assurer qu'il existe une probabilité raisonnable qu'elle ne fasse pas l'objet d'un endommagement sous l'effet d'un usage impropre ou d'un accident de façon disproportionnée par rapport à la cause initiale.

NOTE Aucune structure ne peut prétendre résister à des charges ou sollicitations excessives ou à la disparition d'éléments porteurs ou partie de la structure, ce qui peut arriver en cas extrême. Dans un bâtiment peu élevé, par exemple, l'endommagement primaire peut provoquer une destruction totale.

(2) Il convient de prendre en considération le comportement structural dans des situations accidentelles en utilisant l'une des méthodes suivantes :

- les éléments calculés pour résister aux effets des actions accidentelles mentionnés dans l'EN 1991-1-7 ;
- l'enlèvement hypothétique des éléments porteurs essentiels à tour de rôle ;
- l'utilisation d'un système d'attache ;
- la réduction du risque des actions accidentelles, telle que l'utilisation de barrières de sécurité contre le choc de véhicules.

## 5.3 Imperfections

(1)P Les imperfections doivent être prises en compte dans le calcul.

(2) Il convient de tenir compte des effets possibles d'imperfections en supposant que la structure est inclinée à un angle  $t = \frac{1}{(100\sqrt{h_{\text{tot}}})}$  radians par rapport à la verticale,

où :

$h_{\text{tot}}$  est la hauteur totale de la structure, en mètres.

Il convient d'adjoindre l'action horizontale qui en résulte aux autres actions.

## 5.4 Effets de second ordre

(1)P Les structures comprenant des murs de maçonnerie calculés conformément à la présente norme EN 1996-1-1 ont leurs parties convenablement contreventées de manière à éviter ou à limiter à ce que le calcul autorise toute déformation de la structure.

(2) Aucune considération de déformation de la structure n'est nécessaire lorsque les éléments raidisseurs verticaux satisfont à l'équation (5.1) dans la direction appropriée de flexion au niveau de la partie inférieure de la construction :

$$h_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_{\text{Ed}}}{\sum EI}} \leq 0,6 \quad \text{pour } n \geq 4$$

$$\leq 0,2 + 0,1n \quad \text{pour } 1 \leq n \leq 4 \quad \dots (5.1)$$

où :

$h_{\text{tot}}$  est la hauteur totale de la structure par rapport au sommet des fondations ;

$N_{\text{Sd}}$  est la valeur de calcul de la charge verticale (au niveau de la partie inférieure de la construction) ;

$\sum EI$  est la somme des résistances à la flexion de tous les éléments de construction de raidisseurs verticaux dans la direction appropriée.

NOTE Les ouvertures au niveau des éléments raidisseurs verticaux d'une surface inférieure à 2 m<sup>2</sup> avec des hauteurs non supérieures à 0,6 h peuvent être négligées.

$n$  est le nombre d'étages.

**EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)**

(3) Lorsque les éléments raidisseurs ne satisfont pas à 5.4(2), il convient d'effectuer des calculs afin de vérifier que ces derniers peuvent résister à toute déformation.

NOTE Une méthode de calcul de l'excentricité d'une palée de contreventement due à la déformation est donnée à l'Annexe B.

**5.5 Analyse des ouvrages structuraux****5.5.1 Murs de maçonnerie soumis à un chargement vertical****5.5.1.1 Généralités**

(1) Lors de l'analyse des murs soumis à un chargement vertical, il convient que le calcul prévoit les éléments suivants :

- les charges verticales sur le mur ;
- les effets du second ordre ;
- les excentricités calculées à partir de la connaissance de la disposition des murs, de l'interaction des planchers et des murs raidisseurs ;
- les excentricités résultant des imprécisions d'exécution et des différences de propriétés des matériaux constitutifs.

NOTE Voir l'EN 1996-2 pour les imprécisions d'exécution admises.

(2) Les moments fléchissants peuvent être calculés à partir des propriétés de matériaux indiquées à la Section 3, du comportement des joints et des principes de mécanique des structures.

NOTE Une méthode simplifiée pour le calcul des moments fléchissants sur les murs dus au chargement vertical est donnée en Annexe C. Les points (4) et (5) de l'Annexe C peuvent être utilisés avec tout calcul, y compris la théorie élastique linéaire.

(3) Une excentricité accidentelle,  $e_a$ , doit être admise sur toute la hauteur d'un mur, pour couvrir les imperfections de construction.

(4) L'excentricité initiale,  $e_i$ , peut être prise égale à  $h_{ef}/450$ , où  $h_{ef}$  est la hauteur utile du mur, calculée à partir de 5.5.1.2.

**5.5.1.2 Hauteur effective des murs de maçonnerie**

(1) La hauteur effective d'un mur porteur doit être évaluée en prenant en compte la raideur relative des ouvrages structuraux reliés au mur et l'efficacité des liaisons.

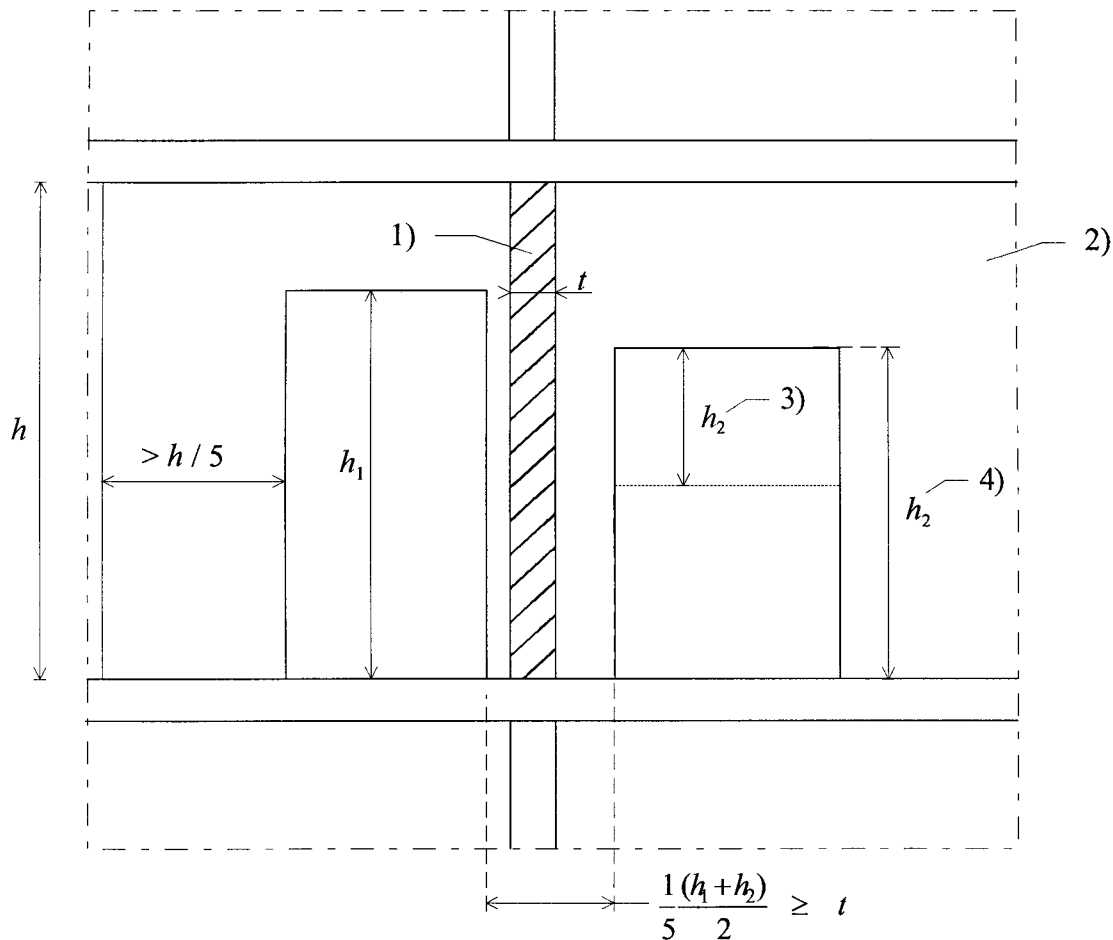
(2) Un mur peut être raidi par des planchers ou des toitures, des murs perpendiculaires judicieusement placés, ou autres éléments de raideur comparable auxquels le mur est relié.

(3) Les murs peuvent être considérés comme raidis sur un bord vertical si :

- une fissuration entre le mur et son mur raidisseur n'est pas supposée se produire, c'est-à-dire que les deux murs sont réalisés à l'aide de matériaux ayant approximativement le même comportement à la déformation, qu'ils sont chargés de façon approximativement équivalente, qu'ils sont érigés en même temps et liés ensemble, et qu'un mouvement différentiel entre eux, dû par exemple au retrait, aux charges, est improbable ; ou
- la liaison entre un mur et son mur raidisseur peut résister aux efforts de traction et de compression développés, au moyen d'ancrages, d'attaches ou autres moyens appropriés.

(4) Il convient que les murs raidisseurs aient au moins une longueur égale à 1/5 de la hauteur libre et une épaisseur d'au moins 0,3 fois l'épaisseur utile du mur qui doit être raidi.

(5) Si le mur raidisseur est interrompu par des ouvertures, il est recommandé que la longueur minimale du mur entre les ouvertures, de part et d'autre du mur raidisseur, soit telle qu'indiquée à la Figure 5.1, et il convient que le mur raidisseur couvre une distance d'au moins 1/5 de la hauteur libre au-delà de chaque ouverture.



**Légende**

- 1 Mur raidi
- 2 Mur raidisseur
- 3  $h_2$  (fenêtre)
- 4  $h_2$  (porte)

**Figure 5.1 — Longueur minimale d'un mur raidisseur avec ouvertures**

(6) Les murs peuvent être raidis par des ouvrages autres que des murs de maçonnerie à condition qu'ils aient une raideur équivalente au mur raidisseur de maçonnerie défini au paragraphe (4) ci-dessus et qu'ils soient reliés au mur raidi avec des ancrages ou attaches calculés pour résister aux efforts de traction et compression qu'ils développent.

(7) Il convient de traiter les murs raidis sur deux bords verticaux, avec  $l \geq 30 t$ , ou les murs raidis sur un bord vertical, avec  $l \geq 15 t$ , où  $l$  est la longueur libre du mur comprise entre les murs raidisseurs ou un bord vertical et  $t$  est l'épaisseur du mur raidi, comme des murs liés uniquement au niveau des parties supérieure et inférieure.

(8) Si le mur raidi est affaibli par des saignées et/ou des réservations, autres que celles autorisées en 6.1.2(7), il convient d'utiliser l'épaisseur réduite du mur pour la valeur de  $t$ , ou il convient de considérer qu'il existe un bord libre à l'endroit de la saignée ou de la réservation. Dans tous les cas, il y a lieu de considérer qu'il existe un bord libre lorsque l'épaisseur résiduelle du mur au droit de la saignée ou de la réservation est inférieure à la moitié de l'épaisseur du mur.

(9) Lorsque les murs ont des ouvertures de hauteur libre supérieure au 1/4 de la hauteur libre ou d'une largeur libre supérieure au 1/4 de la longueur du mur ou une surface totale supérieure à 1/10 de celle du mur, ils sont généralement considérés comme ayant un bord libre au droit de l'ouverture pour la détermination de la hauteur.

## EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

(10) Il convient de considérer la hauteur d'un mur comme suit :

$$h_{\text{ef}} = \rho_n h \quad \dots (5.2)$$

où :

$h_{\text{ef}}$  est la hauteur effective du mur ;

$h$  est la hauteur libre du mur ;

$\rho_n$  est un coefficient de réduction où  $n = 2, 3$  ou  $4$  selon les bords maintenus ou raidis par le mur.

(11) Le coefficient de réduction,  $\rho_n$ , peut être estimé :

(i) Pour les murs liés en tête et en pied à un plancher ou une toiture en béton armé portant dans les deux sens au même niveau ou par un plancher en béton armé portant dans un seul sens et ayant un appui d'au moins les 2/3 de l'épaisseur du mur :

$$\rho_2 = 0,75 \quad \dots (5.3)$$

à moins que l'excentricité de la charge au sommet du mur ne soit supérieure à 0,25 fois l'épaisseur du mur auquel cas

$$\rho_2 = 1,0 \quad \dots (5.4)$$

(ii) Pour les murs liés en tête ou en pied à un plancher ou une toiture en bois portant dans les deux sens au même niveau ou par un plancher en bois portant dans un seul sens et ayant un appui d'au moins les 2/3 de l'épaisseur du mur mais au moins égal à 85 mm :

$$\rho_2 = 1,0 \quad \dots (5.5)$$

(iii) Pour les murs tenus en tête et en pied et contreventés sur un bord vertical (avec un bord vertical libre) :

— lorsque  $h \leq 3,5 l$  ;

$$q_3 = \frac{1}{1 + \left[ \frac{q_2 h}{3l} \right]^2} q_2 \quad \dots (5.6)$$

avec  $\rho_2$  de (i) ou (ii), selon la valeur la mieux appropriée ; ou

— lorsque  $h > 3,5 l$  ;

$$\rho_3 = \frac{1,5l}{h} \geq 0,3 \quad \dots (5.7)$$

où :

$l$  est la longueur du mur.

NOTE Les valeurs de  $\rho_3$  sont indiquées sous forme graphique en Annexe D.

(iv) Pour les murs liés en tête et en pied et raidis sur deux bords verticaux :

— lorsque  $h \leq 1,15 l$ , avec  $\rho_2$  de (i) ou (ii), selon la valeur la mieux appropriée ;

$$q_4 = \frac{1}{1 + \left[ \frac{q_2 h}{l} \right]^2} q_2 \quad \dots (5.8)$$

ou

— lorsque  $h > 1,15 l$  ;

$$q_4 = \frac{0,5 l}{h} \quad \dots (5.9)$$

où :

$l$  est la longueur du mur.

NOTE Les valeurs de  $\rho_4$  sont indiquées sous forme graphique en Annexe D.



**5.5.1.3 Épaisseur effective des murs de maçonnerie**

(1) Il convient de considérer l'épaisseur utile,  $t_{ef}$ , d'un mur simple, d'un mur à double paroi, d'un mur à parement apparent, d'un mur monté à joint interrompu et d'un mur avec remplissage de béton, tels que définis en 1.5.10, comme étant égale à l'épaisseur réelle du mur,  $t$ .

(2) Il convient de déterminer l'épaisseur utile d'un mur raidi par des poteaux à partir de l'équation (5.10) suivante :

$$t_{ef} = \rho_t t \quad \dots (5.10)$$

où :

$t_{ef}$  est l'épaisseur effective ;

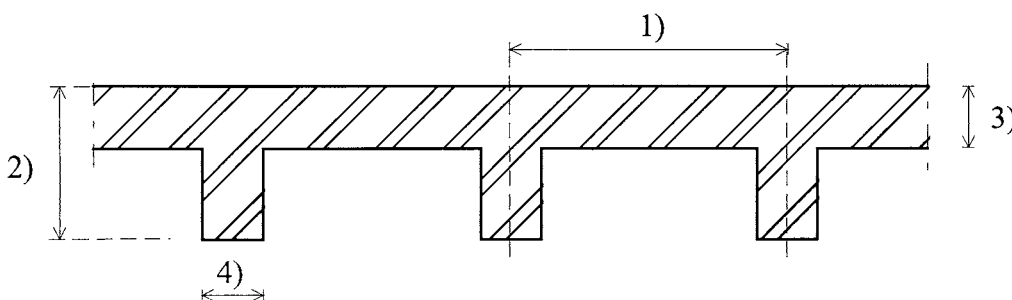
$\rho_t$  est un coefficient donné dans le Tableau 5.1 ;

$t$  est l'épaisseur du mur.

**Tableau 5.1 — Coefficient de raideur,  $\rho_t$ , pour les murs raidis au moyen de poteaux, voir Figure 5.2**

Rapport de l'espacement entre poteaux (centre à centre) et de la largeur d'un poteau	Rapport de $\frac{a}{b}$ la profondeur d'un poteau $\frac{a}{b}$ et de l'épaisseur réelle du mur auquel il est relié		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0

NOTE L'interpolation linéaire entre les valeurs données dans le Tableau 5.1 est admise.



**Légende**

- 1 Espacement entre les poteaux
- 2 Épaisseur de poteau
- 3 Épaisseur du mur
- 4 Largeur d'un poteau

**Figure 5.2 — Représentation schématique des définitions utilisées dans le Tableau 5.1**

(3) Il convient de déterminer l'épaisseur utile,  $t_{ef}$ , d'un mur creux dans lequel les deux parois sont reliées par des attaches conformes à 6.5 à l'aide de l'équation (5.11) :

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} t_1^3 + t_2^3} \quad \dots (5.11)$$

où :

$t_1, t_2$  sont les épaisseurs réelles des parois ou leurs épaisseurs effectives, calculées à partir de l'équation (5.10), le cas échéant, et  $t_1$  se rapporte à la paroi extérieure ou non porteuse et  $t_2$  à la paroi intérieure ou porteuse ;

$k_{tef}$  est le coefficient prenant en compte les valeurs  $E$  relatives des parois  $t_1$  et  $t_2$ .

**EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)**

NOTE L'Annexe Nationale fournit les valeurs de  $k_{\text{ef}}$  à utiliser dans un pays donné. La valeur recommandée de  $k_{\text{ef}} = E_1 / E_2$ , et ne doit pas être supérieure à 2.

(4) Lorsqu'une seule paroi du mur creux (cavity wall) est porteuse, l'Équation (5.11) peut être utilisée pour calculer l'épaisseur utile sous réserve que les attaches aient une flexibilité suffisante pour que la paroi porteuse ne soit pas affaiblie par la paroi non porteuse. Pour calculer l'épaisseur utile, il convient que l'épaisseur de la paroi non porteuse ne soit pas supérieure à celle de la paroi porteuse.

**5.5.1.4 Élancement des murs de maçonnerie**

(1) P L'élancement d'un mur de maçonnerie doit être obtenu en divisant la valeur de la hauteur utile,  $h_{\text{ef}}$ , par la valeur de l'épaisseur utile,  $t_{\text{ef}}$ .

(2) Il convient de limiter l'élancement du mur de maçonnerie à 27 lorsqu'il est soumis principalement à un chargement vertical.

**5.5.2 Ouvrages de maçonnerie armée soumis à un chargement vertical**

**5.5.2.1 Élancement des ouvrages**

(1) Il convient de déterminer l'élancement des ouvrages de maçonnerie armée soumis à des charges verticales dans le plan de l'élément conformément à 5.5.1.4.

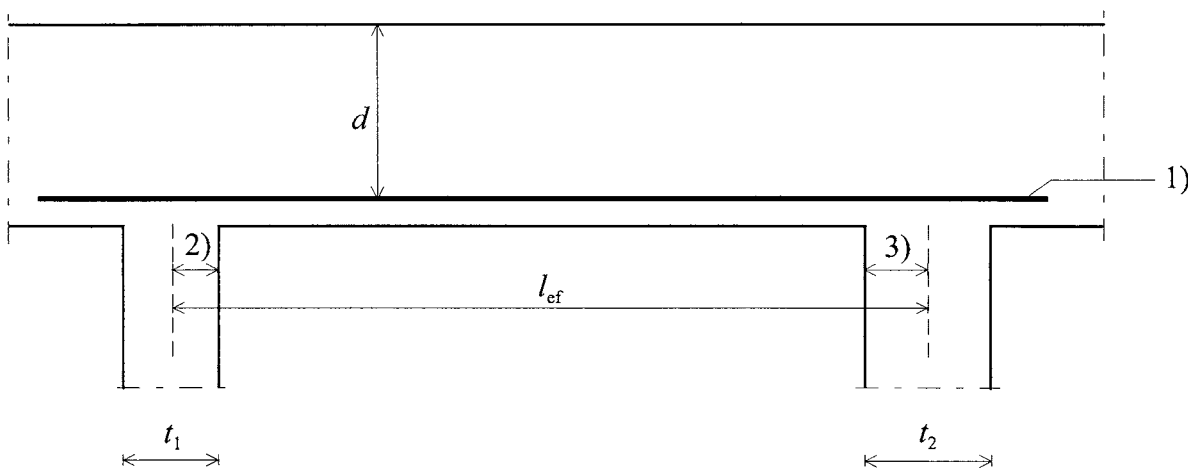
(2) Pour calculer l'élancement des murs creux remplis (grouted cavity wall), il convient que l'épaisseur du mur ne prenne en compte qu'une cavité inférieure ou égale à 100 mm.

(3) Il convient que l'élancement des ouvrages ne soit pas supérieur à 27.

**5.5.2.2 Portée effective des poutres de maçonnerie**

(1) La portée effective,  $l_{\text{ef}}$ , de poutres de maçonnerie sur appuis simples ou continus, à l'exception des poutres voiles, peut être prise égale à la plus petite des valeurs ci-dessous (voir Figure 5.3) :

- la distance entre les centres des appuis ;
- la distance libre entre appuis, augmentée de la hauteur utile de la section,  $d$ .



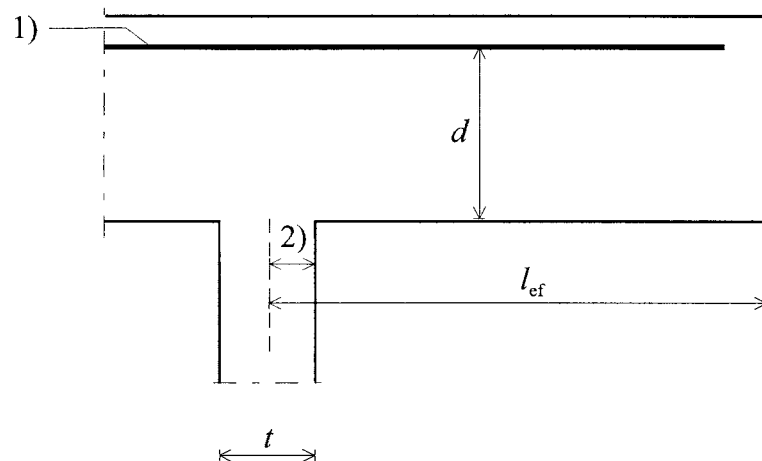
**Légende**

- 1 Armatures
- 2  $t_1/2$  ou  $d/2$  selon la plus petite des valeurs
- 3  $t_2/2$  ou  $d/2$  selon la plus petite des valeurs

**Figure 5.3 — Portée utile de poutres de maçonnerie sur appuis simples ou continus**

(2) La portée effective,  $l_{ef}$ , d'une poutre en porte à faux peut être prise égale à la plus petite des valeurs ci-dessous (voir Figure 5.4) :

- la distance entre l'extrémité de la poutre en porte à faux et le centre de son appui ;
- la distance entre l'extrémité de la poutre en porte à faux et la face de l'appui augmentée de la moitié de la hauteur utile,  $d$ .



#### Légende

- 1 Armature  
2  $t/2$  ou  $d/2$  selon la plus petite des valeurs

**Figure 5.4 — Portée effective d'une poutre en porte à faux**

(3) La portée effective des poutres voiles peut être déterminée conformément à 5.5.2.3.

#### 5.5.2.3 Poutres voiles soumises à un chargement vertical

(1) Les poutres voiles sont des murs ou parties de murs soumis à des charges verticales franchissant des ouvertures, dont le rapport entre la hauteur totale du mur au-dessus de l'ouverture à la portée utile de l'ouverture est au moins de 0,5. La portée effective de la poutre haute peut être considérée égale à :

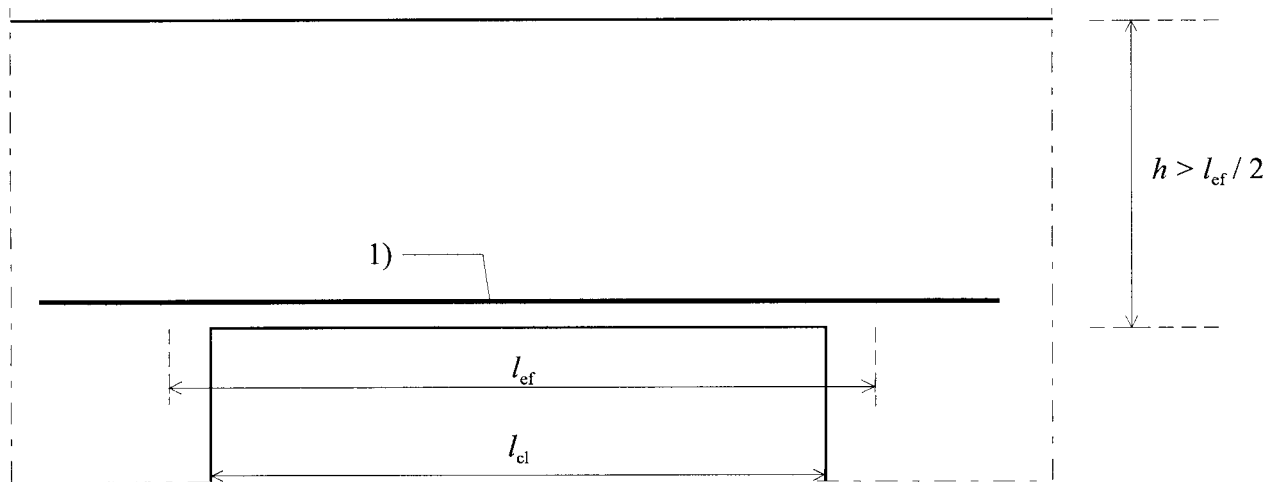
$$l_{ef} = 1,15 l_{cl} \quad \dots (5.12)$$

où :

$l_{cl}$  est la portée libre de l'ouverture, voir Figure 5.5.

(2) Il convient de prendre en compte toutes les charges verticales agissant sur la partie du mur située au-dessus de la portée effective, à moins que les charges ne puissent être reprises par d'autres moyens, par exemple par les planchers supérieurs agissant comme liaisons.

(3) Pour le calcul des moments fléchissants, la poutre voile peut être considérée comme simplement appuyée telle que représentée à la Figure 5.5.



### Légende

1 Armature

Figure 5.5 — Analyse d'une poutre voile

**A1**

#### 5.5.2.4 Linteaux composites

(1) Pour une portée libre inférieure ou égale à 3 m, il est possible de supposer que des actions liées aux matériaux composites se développent, de telle sorte que les mouvements différentiels entre la partie préfabriquée et la partie complémentaire d'un linteau composite, provoqués par des variations de température, le retrait ou le fluage, peuvent être négligés.

NOTE Dans le cas d'une portée libre supérieure à 3 m, l'action des matériaux composites ne peut pas être prise en compte ; un modèle de voûte ayant une partie préfabriquée agissant comme une liaison peut alors être utilisé.

(2) Il convient de considérer la portée effective des linteaux composites comme la largeur libre des ouvertures  $l_{cl}$  d'un linteau plus la longueur d'encastrement déclarée (voir Figure 6.8).

(3) Lors du calcul des moments fléchissants, le linteau composite peut être considéré comme simplement appuyé sur les supports. **A1**

#### 5.5.2.5 Redistribution des forces internes

(1) Dans le cas des ouvrages de maçonnerie armée, la distribution élastique linéaire des forces internes peut être modifiée en supposant qu'il y a équilibre si les éléments ont une ductilité suffisante. Il convient que le rapport entre la cote de l'axe neutre,  $x$ , et la hauteur utile,  $d$ , ne soit pas supérieur à 0,4 lorsqu'il n'y a pas eu redistribution des moments. Il convient de prendre en compte l'influence de toute redistribution des moments sur tous les aspects d'une conception conformément à l'EN 1992-1-1.

**5.5.2.6 Portée limitée des ouvrages de maçonnerie armée soumis à une flexion**

(1) Il convient de limiter la portée des ouvrages de maçonnerie armée à la valeur appropriée indiquée dans le Tableau 5.2.

**Tableau 5.2 — Valeurs limites du rapport entre la portée effective et l'épaisseur effective des murs et la hauteur utile des poutres soumis à une flexion hors du plan**

Condition d'appui	Rapport de la portée effective et de l'épaisseur effective ( $l_{ef}/t_{ef}$ ) ou de la hauteur utile ( $l_{ef}/d$ )	
	Mur soumis à une flexion hors du plan	Poutre
Appui simple	35	20
Appui continu	45	26
Portée dans deux directions	45	—
Porte à faux	18	7

NOTE Dans le cas de murs autoporteurs ne faisant pas partie intégrante d'une construction et soumis essentiellement aux charges dues au vent, les rapports peuvent être augmentés de 30 %, à condition que lesdits murs ne comportent aucun fini de surface susceptible d'être endommagé par des flèches.

(2) Il convient que la distance libre, entre appuis latéraux,  $l_r$ , des éléments à appui simple ou continu ne soit pas supérieure à :

$$l_r \leq 60 b_c \text{ ou} \dots (5.13)$$

$$l_r \leq \frac{250}{d} b_c^2, \text{ selon la plus petite des deux valeurs} \dots (5.14)$$

où :

$d$  est la hauteur utile de l'élément ;

$b_c$  est la largeur de la face comprimée à mi-distance entre appuis.

(3) Pour une poutre en porte à faux avec maintien latéral prévu uniquement au niveau de l'appui, il convient que la distance libre entre l'extrémité du porte à faux et la face de l'appui ne soit pas supérieure à  $l_r$  :

$$l_r \leq 25 b_c \text{ ou} \dots (5.15)$$

$$l_r \leq \frac{100}{d} b_c^2, \text{ selon la plus petite des deux valeurs ;} \dots (5.16)$$

où :

$b_c$  est prise à la face du support.

**5.5.3 Murs de maçonnerie soumis au cisaillement**

(1) Il convient que l'analyse des murs de maçonnerie soumis au cisaillement considère la rigidité élastique des murs, y compris les ailes constitutives. Pour des murs plus hauts que deux fois leur longueur, l'effet des déformations de cisaillement sur la rigidité peut être négligé.

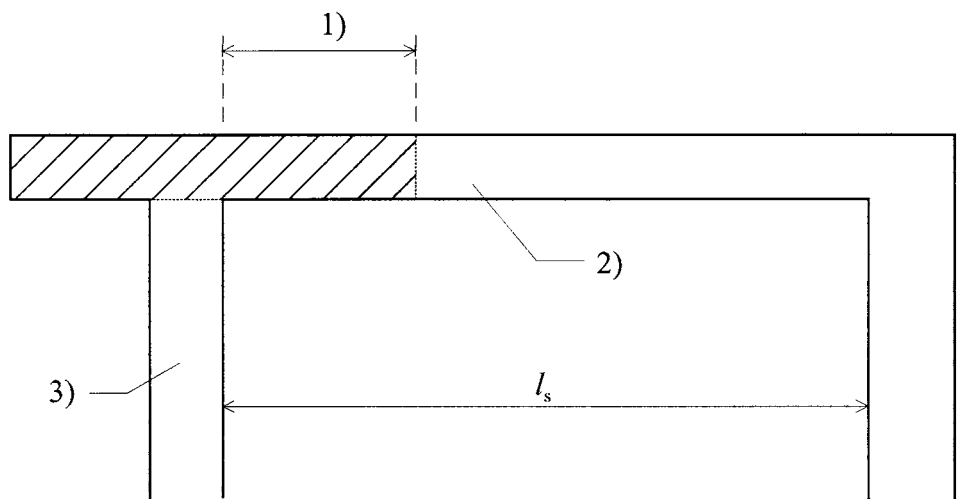
(2) Un mur perpendiculaire, ou une partie dudit mur, peut être considéré(e) comme servant de raidisseur à un mur de contreventement, sous réserve que la liaison de ce dernier et du raidisseur soit capable de résister aux actions de contreventement correspondantes, et à condition que le raidisseur ne flambe pas sur la longueur prévue.

EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

(3) La longueur du mur perpendiculaire, pouvant être considérée comme jouant le rôle de raidisseur (voir Figure 5.6), est égale à l'épaisseur du mur de contreventement, plus de chaque côté, le cas échéant, la longueur la plus faible de :

- $h_{tot}/5$ , où  $h_{tot}$  est la hauteur totale du mur de contreventement ;
- la moitié de la distance entre les murs de contreventement ( $l_s$ ), lorsqu'ils sont reliés par le mur perpendiculaire ;
- la distance à l'extrémité du mur ;
- la moitié de la hauteur utile ( $h$ ) ;
- six fois l'épaisseur du mur perpendiculaire,  $t$ .

(4) Dans le cas des murs perpendiculaires, les ouvertures dont les dimensions sont inférieures à  $h/4$  ou  $l/4$  peuvent être négligées. Il convient de considérer les ouvertures dont les dimensions sont supérieures à  $h/4$  ou  $l/4$  comme délimitant l'extrémité du mur.



Légende

- 1 La plus petite valeur de  $\begin{cases} h_{tot}/5 \\ l_s/2 \\ h/2 \\ 6t \end{cases}$
- 2 Mur perpendiculaire
- 3 Mur de contreventement

Figure 5.6 — Largeurs des raidisseurs pouvant être considérées avec les murs de contreventement

(5) Si les planchers peuvent être représentés comme des diaphragmes rigides, les forces horizontales peuvent être réparties sur les murs de contreventement en fonction de leur rigidité.

(6) Lorsque l'agencement en plan des murs de contreventement n'est pas symétrique ou que pour toute autre raison, la force horizontale est excentrée par rapport au centre de rigidité de la structure, il doit être tenu compte de l'effet de la rotation qui en découle sur les murs isolés (effets de torsion).

(7) Si les planchers ne sont pas suffisamment rigides en tant que diaphragmes horizontaux (par exemple, éléments en béton préfabriqués non liés entre eux) les forces horizontales auxquelles les murs de contreventement doivent résister, sont généralement considérées comme étant les forces venant des planchers auxquels ils sont directement reliés, à moins qu'une analyse en semi-rigidité ne soit conduite.

(8) La charge horizontale maximale appliquée sur un mur de contreventement peut être réduite de 15 % sous réserve de l'augmentation correspondante de la charge appliquée sur les murs de contreventement parallèles.

(9) Lors de la déduction de la charge de calcul accompagnant la résistance au cisaillement, la charge verticale appliquée aux dalles portant dans deux directions peut être également distribuée sur les murs supports ; dans le cas de planchers portant dans une seule direction, une répartition à 45° de la charge peut être considérée pour le calcul de la charge axiale, sur les murs non directement chargés des étages inférieurs.

(10) La répartition de la contrainte de cisaillement le long de la partie du mur soumise à la compression peut être supposée constante.

#### 5.5.4 Ouvrages de maçonnerie armée soumis au cisaillement

(1) Dans le calcul de la valeur de calcul de l'effort tranchant appliqué sur les ouvrages de maçonnerie armée soumis à une charge uniformément répartie, il peut être supposé que la valeur maximale de l'effort tranchant se situe à une distance  $d/2$  de la face de l'appui, où  $d$  est la hauteur utile de l'élément.

(2) Lorsque l'on admet que la valeur maximale de l'effort tranchant se trouve à une distance égale à  $d/2$  de la face de l'appui, il convient de satisfaire aux conditions suivantes :

- le chargement et les réactions d'appui sont tels qu'ils entraînent une compression diagonale dans l'élément (appui direct) ;
- à un appui d'extrémité, l'armature tendue requise à une distance de  $2,5 d$  de la face de l'appui est ancrée dans l'appui ;
- sur un appui intermédiaire, l'armature tendue requise au droit de la face de l'appui s'étend vers le milieu de la portée à une distance d'au moins  $2,5 d$ , augmentée d'une longueur d'ancrage.

#### 5.5.5 Murs de maçonnerie soumis à un chargement latéral

(1) Lors de l'analyse des murs de maçonnerie soumis à un chargement latéral, il convient que le calcul prévoit les éléments suivants :

- l'effet des coupures de capillarité ;
- les conditions d'appui et la continuité au droit des appuis.

(2) Il convient d'analyser un mur à double paroi comme un mur à une seule paroi constitué entièrement des éléments assurant la résistance à la flexion la plus faible.

(3) Il convient de traiter tout joint de fractionnement comme un bord ne permettant pas de transmettre le moment et le cisaillement.

NOTE Certains ancrages spécialisés sont conçus pour transmettre le moment et/ou le cisaillement à travers un joint de fractionnement ; la présente norme ne traite pas de leur utilisation.

(4) La réaction le long d'un bord d'un mur, due à la charge appliquée, peut être supposée répartie uniformément lors de la conception du moyen d'appui. La liaison à un support peut être assurée par des liaisons mécaniques, par des retours de maçonnerie harpés ou par des planchers ou des toitures.

(5) Lorsque des murs soumis à une charge latérale (voir 8.1.4) sont solidaires de murs soumis à une charge verticale, ou lorsque des planchers en béton armé reposent sur ces derniers, l'appui peut être considéré comme continu. Une coupure de capillarité est généralement considérée comme assurant un appui simple. Lorsque des murs sont reliés à un mur porteur soumis à une charge verticale ou autre structure appropriée au moyen d'attaches au niveau des bords verticaux, une continuité de moment partielle peut être supposée au niveau desdits bords verticaux, s'il s'avère, après vérification, que les attaches sont suffisamment résistantes.

(6) Dans le cas de murs creux, la continuité totale peut être assurée même si une seule des parois est liée de façon continue à un support, à condition que le mur creux soit muni d'attaches conformes à 6.3.3. La charge à transmettre d'un mur à son support peut être reprise par des attaches sur une seule des parois, sous réserve qu'il existe une liaison adéquate entre les deux parois (voir 6.3.3), plus particulièrement au niveau des bords verticaux des murs. Dans tous les autres cas, une continuité partielle peut être supposée.

**EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)**

(7) Lorsque le mur est appuyé sur 3 ou 4 bords, le calcul du moment appliqué,  $M_{Edi}$ , peut être effectué comme suit :

— lorsque le plan de rupture est parallèle au lit de pose, c'est-à-dire dans la direction  $f_{xk1}$  :

$$M_{Ed1} = a_1 W_{Ed} f^2 \text{ par unité de longueur du mur} \quad \dots (5.17)$$

ou

— lorsque le plan de rupture est perpendiculaire au lit de pose, c'est-à-dire dans la direction  $f_{xk2}$  :

$$M_{Ed2} = a_2 W_{Ed} f^2 \text{ par unité de hauteur du mur} \quad \dots (5.18)$$

où :

$\alpha_1, \alpha_2$  sont les coefficients de moment fléchissant qui tiennent compte du degré de liaison des bords des panneaux et du rapport hauteur sur longueur des panneaux ; ils peuvent être obtenus à partir d'une étude théorique adaptée ;

$l$  est la longueur du mur entre supports ;

$W_{Ed}$  est la charge de calcul latérale par unité de surface.

NOTE Les valeurs du coefficient de flexion  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  peuvent être obtenues à partir de l'Annexe E pour les murs à une seule paroi dont l'épaisseur est inférieure ou égale à 250 mm, où  $\alpha_1 = \mu \alpha_2$ .

où :

$\mu$  est le rapport des résistances de calculs, de directions orthogonales, à la flexion de la maçonnerie,  $f_{xd1}/f_{xd2}$ , voir 3.6.3 ou  $f_{xd1,app}/f_{xd2}$ , voir  $\boxed{AC}$  6.3.1(4)  $\langle AC \rangle$  ou  $f_{xd1}/f_{xd2,app}$ , voir  $\boxed{AC}$  6.6.2(9)  $\langle AC \rangle$  ;

(8) Le coefficient de moment fléchissant pour une coupure de capillarité peut être pris égal à celui d'un bord sur lequel existe une continuité totale lorsque la contrainte verticale de calcul exercée au niveau de ladite coupure est supérieure ou égale à la contrainte de traction de calcul due au moment provoqué par l'action.

(9) Lorsque le mur est soutenu uniquement le long de ses bords inférieur et supérieur, il est possible de calculer le moment appliqué à partir de principes techniques classiques, en tenant compte de toute continuité.

$\boxed{AC}$  (10) Dans un panneau chargé latéralement ou un mur libre construits en maçonnerie avec du mortier M2 à M20 et conçus conformément à 6.3, il convient de limiter les dimensions pour éviter les mouvements préjudiciables résultant des déformations, du fluage, du retrait, des effets de la température ou de la fissuration.

NOTE Les valeurs limites peuvent être obtenues dans l'Annexe F.  $\langle AC \rangle$

(11) Lorsqu'il se révèle nécessaire de calculer des murs de formes irrégulières, ou des murs présentant des ouvertures importantes, il peut être fait appel à une analyse, qui utilise une méthode reconnue d'obtention des moments fléchissants sur les plaques, par exemple la méthode des éléments finis ou autres méthodes analytiques, en tenant compte de l'anisotropie de la maçonnerie le cas échéant.

## Section 6 État-limite ultime

### 6.1 Murs de maçonnerie non armée soumis principalement à un chargement vertical

#### 6.1.1 Généralités

(1)P La résistance des murs de maçonnerie soumis à un chargement vertical doit tenir compte de la géométrie du mur, de l'effet des excentricités appliquées et des propriétés des matériaux de la maçonnerie.

(2) Pour le calcul de la résistance aux charges verticales des murs de maçonnerie, il est supposé que :

— les sections planes demeurent planes ;

— la résistance à la traction de la maçonnerie perpendiculaire aux lits de pose est nulle.



## 6.1.2 Vérification des murs de maçonnerie non armée soumis principalement à un chargement vertical

### 6.1.2.1 Généralités

(1)P À l'état-limite ultime, la valeur de calcul de la charge verticale appliquée à un mur de maçonnerie,  $N_{Ed}$ , doit être inférieure ou égale à la valeur de calcul de la résistance aux charges verticales du mur,  $N_{Rd}$ , de sorte que :

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad \dots (6.1)$$

(2) La valeur de calcul de la résistance aux charges verticales d'un mur à une seule paroi par unité de longueur,  $N_{Rd}$ , est donnée par l'Équation suivante :

$$N_{Rd} = U t f_d \quad \dots (6.2)$$

où :

$\phi$  est le coefficient de réduction,  $\phi_1$ , au niveau de la partie supérieure ou inférieure du mur, ou  $\phi_m$ , au niveau du centre du mur, selon le cas, permettant de prendre en compte les effets de l'élançement et de l'excentricité des charges, obtenu à partir de 6.1.2.2 ;

$t$  est l'épaisseur du mur ;

$f_d$  est la résistance de calcul à la compression dans la maçonnerie, obtenue à partir de 2.4.1 et 3.6.1.

(3) Lorsque la section d'un mur est inférieure à  $0,1 \text{ m}^2$ , il convient de multiplier la résistance de calcul à la compression dans la maçonnerie,  $f_d$ , par le facteur :

$$(0,7 + 3 A) \quad \dots (6.3)$$

où :

$A$  est la section horizontale brute, chargée du mur, exprimée en mètres carrés.

(4) Dans le cas des murs creux, il convient de vérifier séparément chaque paroi, en utilisant la section en plan de la paroi chargée et l'élançement fondé sur l'épaisseur utile du mur creux, calculée selon l'Équation (5.11).

(5) Il convient de calculer un mur creux de la même manière qu'un mur simple constitué entièrement des éléments les plus faibles en utilisant la valeur de  $K$ , mentionnée dans le Tableau 3.3, appropriées à un mur comportant un joint de mortier longitudinal.

(6) Un mur à double paroi, solidarisé selon 6.5, peut être calculé comme un mur à une seule paroi si les deux parois présentent une charge d'ampleur similaire, ou soit , comme un mur creux.

(7) Lorsque les saignées ou réservations se situent en dehors des limites indiquées en 8.6, il convient de tenir compte de l'effet sur la capacité portante comme suit :

- il est recommandé de considérer les saignées ou réservations comme une extrémité de mur ou il y a également lieu d'utiliser, alternativement, l'épaisseur résiduelle du mur dans la détermination de la résistance à la charge de calcul verticale ;
- il convient de traiter les saignées horizontales ou inclinées en procédant à la vérification de la résistance du mur au droit de la saignée, en prenant en compte l'excentricité de la charge.

NOTE À titre de recommandations générales, la réduction de la capacité portante sous charge verticale peut être prise proportionnelle à la réduction de section résultant de toute saignée ou réservation, sous réserve que la réduction de la section n'excède pas 25 %.

**6.1.2.2 Coefficient de réduction pour l'élançement et l'excentricité**

(1) La valeur du coefficient de réduction pour l'élançement et l'excentricité,  $\phi$ , peut être fondée sur un diagramme rectangulaire simplifié des contraintes comme suit :

(i) Au sommet ou en pied de mur ( $\phi_i$ )

$$U_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad \dots (6.4)$$

où :

$e_i$  est l'excentricité au sommet ou en pied de mur, selon le cas, calculée en utilisant l'Équation (6.5).

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 t \quad \dots (6.5)$$

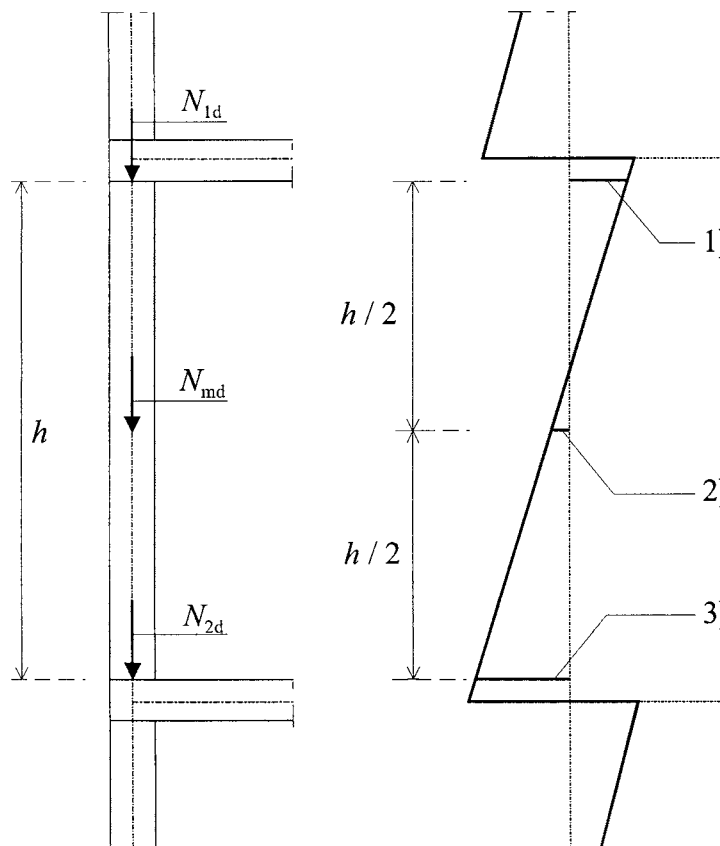
$M_{id}$  est la valeur de calcul du moment fléchissant au sommet ou en pied de mur résultant de l'excentricité de la charge du plancher sur appui, conformément à 5.5.1 (voir Figure 6.1) ;

$N_{id}$  est la valeur de calcul de la charge verticale au sommet ou en pied de mur ;

$e_{he}$  est l'excentricité au sommet ou en pied de mur, le cas échéant, résultant des charges horizontales (par exemple, dues au vent) ;

$e_{init}$  est l'excentricité initiale, indiquée avec un signe qui augmente la valeur absolue de  $e_i$  (voir 5.5.1.1) ;

$t$  est l'épaisseur du mur.



**Légende**

- 1  $M_{1d}$  (au dessous du plancher)
- 2  $M_{md}$  (à mi-hauteur du mur)
- 3  $M_{2d}$  (au dessus du plancher)

**Figure 6.1 — Moments déduits du calcul des excentricités**

(ii) À mi-hauteur du mur ( $\Phi_m$ )

En utilisant une simplification des principes généraux donnés en 6.1.1, le coefficient de réduction à mi-hauteur du mur,  $\Phi_m$ , peut être déterminé AC *texte supprimé* AC en utilisant  $e_{mk}$ , où :

$e_{mk}$  est l'excentricité à mi-hauteur du mur, calculée en utilisant les Équations (6.6) et (6.7) :

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 t \quad \dots (6.6)$$

$$\text{AC} e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} \quad \text{AC} \quad \dots (6.7)$$

$e_m$  est l'excentricité due aux charges ;

$M_{md}$  est la valeur de calcul du moment le plus important à mi-hauteur du mur dû aux moments au sommet et en pied de mur (voir Figure 6.1), y compris toute charge appliquée excentriquement à la face du mur (par exemple supports) ;

$N_{md}$  est la valeur de calcul de la charge verticale appliquée à mi-hauteur du mur, y compris toute charge appliquée excentriquement à la face du mur (par exemple : consoles, équerres) ;

$e_{hm}$  est l'excentricité à mi-hauteur résultant des charges horizontales (le vent par exemple) ;

NOTE L'inclusion de  $e_{hm}$  dépend de la combinaison de charge utilisée pour la vérification ; il convient de tenir compte de son signe eu égard au rapport  $M_{md}/N_{md}$ .

AC  $e_{init}$  est l'excentricité initiale, indiquée avec un signe qui augmente la valeur absolue de  $e_m$  (voir 5.5.1.1) AC ;

$h_{ef}$  est la hauteur effective, obtenue comme indiquée en 5.5.1.2 pour la condition requise d'appuis ou de raidissement ;

$t_{ef}$  est l'épaisseur effective du mur, obtenue comme indiquée en 5.5.1.3 ;

$e_k$  est l'excentricité due au fluage calculée à partir de l'Équation (6.8) :

$$e_k = 0,002 \phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t e_m} \quad \dots (6.8)$$

$\phi_\infty$  est le coefficient de fluage ultime (voir note en 3.7.4(2)).

AC NOTE  $\Phi_m$ , peut être déterminé à partir de l'Annexe G, en utilisant de  $e_{mk}$  tel que décrit ci-dessus. AC

(2) L'excentricité de fluage  $e_k$  peut être considérée nulle pour les murs qui ont un élancement inférieur ou égal à  $\lambda_c$ .

NOTE L'Annexe Nationale donne la valeur de  $\lambda_c$  à utiliser dans un pays donné, et la valeur recommandée de  $\lambda_c$  est égale à 15. Le pays concerné peut établir une distinction pour différents types de maçonnerie liés aux choix nationaux concernant le coefficient de fluage ultime.

### 6.1.3 Murs soumis à des charges concentrées

(1)P La valeur de calcul d'une charge verticale concentrée,  $N_{Edc}$ , appliquée sur un mur de maçonnerie, doit être inférieure ou égale à la valeur de calcul de la résistance à la charge verticale concentrée du mur,  $N_{Rdc}$ , de sorte que

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} \quad \dots (6.9)$$

(2) Lorsqu'un mur réalisé en éléments de maçonnerie du Groupe 1 et organisé conformément à la section 8, et autre que de type mur à joint interrompu, est soumis à une charge concentrée, la valeur de calcul de la résistance à la charge verticale du mur est donnée par l'Équation suivante :

$$N_{Rdc} = b A_b f_d \quad \dots (6.10)$$

ou

$$b = \left( 1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left( 1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \quad \dots (6.11)$$

EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

qui n'est généralement pas inférieure à 1,0 ni supérieure à :

$$1,25 + \frac{a_1}{2 h_c} \text{ ou } 1,5 \text{ selon la plus petite valeur}$$

où :

$\beta$  est le facteur de majoration applicable aux charges concentrées ;

$\alpha_1$  est la distance de l'extrémité du mur au bord le plus proche de la surface soumise à une charge (voir Figure 6.2) ;

$h_c$  est la hauteur du mur par rapport au niveau de la charge ;

$A_b$  est la surface soumise à une charge ;

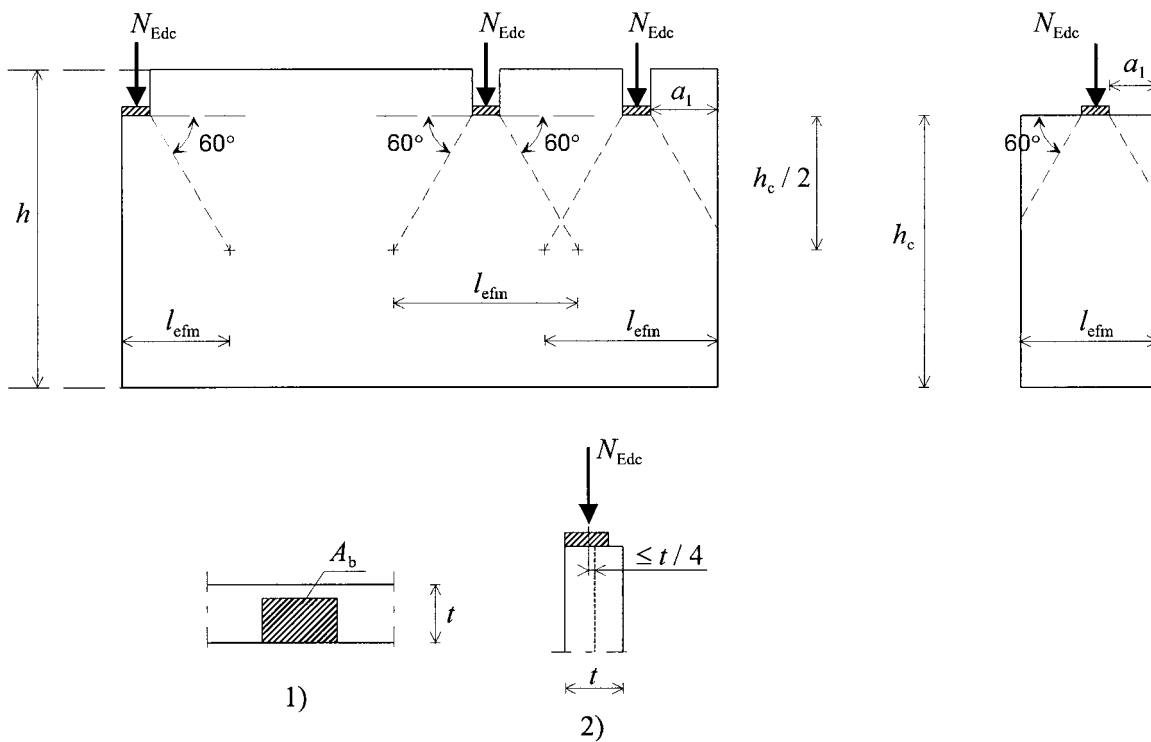
$A_{ef}$  est la section d'appui effective, à savoir  $l_{efm} \cdot t$  ;

$l_{efm}$  est la longueur effective de l'appui, déterminée à la mi-hauteur du mur ou du poteau (voir Figure 6.2),

$t$  est l'épaisseur du mur, tenant compte de la profondeur des joints en retrait supérieure à 5 mm.

$\frac{A_b}{A_{ef}}$  ne peut pas être supérieur à 0,45.

NOTE Les valeurs du facteur de majoration pour  $\beta$  sont indiquées sous forme graphique en Annexe H.



Légende

- 1 Plan
- 2 Section

Figure 6.2 — Murs soumis à des charges concentrées

(3) Pour les murs montés à l'aide d'éléments de maçonnerie des Groupes 2, 3 et 4 lorsque des joints interrompus sont utilisés, il convient de vérifier que, localement sous l'appui d'une charge concentrée, la contrainte de compression calculée ne dépasse pas la résistance en compression de calcul de la maçonnerie,  $f_d$  (c'est-à-dire que  $\beta$  est pris égal à 1,0).

(4) Il convient que l'excentricité de la charge par rapport à l'axe du mur ne soit pas supérieure à  $t/4$  (voir Figure 6.2).

(5) Dans tous les cas, il est recommandé de satisfaire aux prescriptions de 6.1.2.1 à mi-hauteur du mur sous les appuis, en superposant les effets de toute autre charge verticale, en particulier dans le cas où les charges concentrées sont suffisamment rapprochées pour que leurs longueurs effectives se chevauchent.

(6) Il convient d'appliquer la charge concentrée sur un élément du Groupe 1 ou autre matériau plein sur une largeur égale à la longueur d'appui requise plus de chaque côté de l'appui une longueur résultant d'un épanouissement à 60° de la charge, à la base du matériau plein ; pour un appui d'extrémité, la longueur supplémentaire n'est requise que d'un seul côté.

(7) Lorsque la charge concentrée est appliquée par l'intermédiaire d'une semelle de répartition adaptée et de largeur égale à l'épaisseur du mur, avec une hauteur supérieure à 200 mm et une longueur supérieure à trois fois la longueur d'appui de la charge, la valeur de calcul de la contrainte de compression sous la charge concentrée ne dépasse pas  $1,5 f_d$ .

## 6.2 Murs de maçonnerie non armée soumis à un cisaillement

(1)P À l'état-limite ultime, la valeur de calcul du cisaillement appliqué au mur de maçonnerie,  $V_{Ed}$ , doit être inférieure ou égale à la résistance au cisaillement du mur,  $V_{Rd}$ , de sorte que :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad \dots (6.12)$$

(2) La valeur de calcul de la résistance au cisaillement est donnée par l'Équation suivante :

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c \quad \dots (6.13)$$

Ⓐ

ou encore par l'équation :

$$V_{Rd} = V_{Rdlt} \quad \dots (6.14)$$

Ⓐ

où :

$f_{vd}$  est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement de la maçonnerie, obtenue à partir de 2.4.1 et 3.6.2, fondée sur la moyenne des contraintes verticales exercées sur la partie comprimée du mur assurant la résistance au cisaillement ;

$t$  est l'épaisseur du mur offrant une résistance au cisaillement ;

$l_c$  est la longueur de la partie comprimée du mur, en négligeant toute partie du mur soumise à une tension ;

Ⓐ  $V_{Rdlt}$  est la valeur de calcul de la résistance limite au cisaillement Ⓐ.

NOTE La décision d'utiliser, dans un pays donné, l'équation (6.13) ou l'équation (6.14), avec les valeurs ou écarts de  $V_{Rdlt}$  correspondants, par exemple la résistance à la traction des éléments et/ou du recouvrement de la maçonnerie, lorsque cette option est retenue, peut se trouver dans l'Annexe Nationale du pays considéré. Il convient que l'équation (6.13) soit utilisée si aucune option n'est indiquée. Ⓐ

(3) Il convient de calculer la longueur de la partie comprimée du mur,  $l_c$ , en supposant une distribution linéaire des contraintes en compression, et en tenant compte des ouvertures, saignées ou réservations ; il convient de ne pas utiliser toute partie du mur soumise à des contraintes de traction verticale pour le calcul de la surface du mur offrant une résistance au cisaillement.

(4)P Les liaisons entre les murs de contreventement et les ailes constituées par les murs perpendiculaires doivent être vérifiées au cisaillement vertical.

(5) Il convient de vérifier la longueur de la partie comprimée du mur pour le chargement vertical auquel elle est soumise, ainsi que pour l'effet de la charge verticale due au cisaillement.

### 6.3 Murs de maçonnerie non armée soumis à un chargement latéral

#### 6.3.1 Généralités

(1)P À l'état-limite ultime, la valeur de calcul du moment appliqué au mur de maçonnerie,  $M_{Ed}$  (voir 5.5.5), doit être inférieure ou égale à la valeur de calcul du moment résistant du mur,  $M_{Rd}$ , de sorte que :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad \dots (6.15)$$

(2) Il convient de prendre en compte,  $\mu$ , le rapport des résistances de la maçonnerie dans deux directions perpendiculaires dans le calcul.

(3) La valeur de calcul du moment latéral de résistance d'un mur de maçonnerie,  $M_{Rd}$ , par unité de hauteur ou de longueur, est donnée par l'équation :

$$M_{Rd} = f_{xd} Z \quad \dots (6.16)$$

où :

$f_{xd}$  est la résistance de calcul en flexion dans le plan de flexion, obtenue à partir de 3.6.3, 6.3.1(4) ou 6.6.2 (9) ;

$Z$  est le module d'inertie de la section d'une unité de hauteur ou de longueur du mur.

(4) En présence d'une charge verticale, l'effet favorable de la contrainte verticale peut être pris en compte soit :

(i) en utilisant la résistance apparente en flexion,  $f_{xd1,app}$ , donnée par l'Équation (6.16), le rapport des résistances perpendiculaires utilisé en (2) décrit ci-dessus étant modifié en conséquence.

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + r_d \quad \dots (6.17)$$

où :

$f_{xd1}$  est la résistance de calcul à la flexion de la maçonnerie avec le plan de rupture parallèle au lit de pose, voir 3.6.3 ;

$\sigma_d$  est la contrainte calculée de compression exercée sur le mur (A1) ne devant pas être supérieure à  $0,15 N_{Rd}$  au milieu du mur conformément à 6.1.2.1(2). (A1)

ou

(ii) en calculant la résistance du mur à l'aide de la formule (6.2) où  $\phi$  est remplacé par  $\phi_{fl}$ , en tenant compte de la résistance à la flexion,  $f_{xd1}$ .

NOTE La présente partie ne comprend pas de méthode de calcul de  $\phi_{fl}$  incluant la résistance à la flexion.

(5) Dans l'évaluation du module d'inertie de la section d'un poteau dans un mur, il convient de prendre la longueur d'aile à partir de la face du poteau comme étant la plus petite des valeurs suivantes :

—  $h/10$  pour les murs portant verticalement entre appuis ;

—  $h/5$  pour les murs en porte à faux ;

— la moitié de la distance libre entre les poteaux ;

où :

$h$  est la hauteur libre du mur.

(6) Dans un mur creux, la charge latérale de calcul par unité de surface,  $W_{Ed}$ , peut être répartie entre les deux parois sous réserve que les attaches du mur, ou autres liaisons entre les parois, soient capables de transmettre les actions auxquelles le mur creux est soumis. La répartition entre les deux parois peut être proportionnelle soit à leur résistance (c'est-à-dire en utilisant  $M_{Rd}$ ), soit à la rigidité de chaque paroi. Lorsqu'il est fait appel à la rigidité, il convient alors de vérifier chaque paroi eu égard à sa proportion de  $M_{Ed}$ .

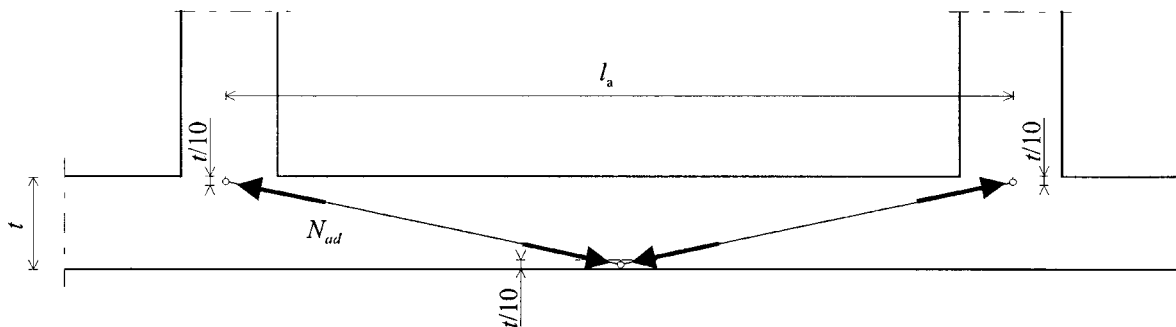
(7) Lorsqu'un mur est affaibli du fait de la présence de saignées ou de réservations en dehors des limites données en 8.6, il y a lieu de tenir compte de cet affaiblissement lors de la détermination de la capacité portante, en utilisant l'épaisseur réduite du mur au niveau de l'emplacement de la saignée ou de la réservation.

### 6.3.2 Murs fonctionnant en voûte entre les supports

(1) P À l'état-limite ultime, l'effet de la charge latérale de calcul dû à l'effet de voûte d'un mur doit être inférieur ou égal à la résistance à la charge de calcul sous un effet de voûte et la résistance de calcul des supports de la voûte doit être supérieure à l'effet de la charge latérale de calcul.

(2) Un mur de maçonnerie lié rigidement entre supports capables de résister à la poussée de la voûte, peut être calculé en supposant qu'une voûte horizontale ou verticale se forme dans l'épaisseur du mur.

(3) L'analyse peut être fondée sur une voûte simple articulée en trois points, lorsque l'appui de la poussée de la voûte au niveau des supports et au niveau de l'articulation centrale peut généralement être estimé comme étant égal à 0,1 fois l'épaisseur du mur, telle qu'indiquée à la Figure 6.3. En présence de saignées ou de réservations à proximité des lignes de poussée de la voûte, il convient de prendre en compte l'effet de ces derniers sur la résistance de la maçonnerie.



**Figure 6.3 — Voûte supposée résister aux charges latérales**  
(représentation schématique)

(4) Il convient d'évaluer la poussée de la voûte à partir de la connaissance de la charge latérale appliquée, de la résistance de la maçonnerie en compression, de l'efficacité de la liaison entre le mur et le support résistant à la poussée, de l'élasticité et du raccourcissement dans le temps. La poussée de la voûte peut être créée par une charge verticale.

(5) La hauteur de voûte,  $r$ , est donnée par l'équation (6.17) suivante :

$$r = 0,9 t - d_a \quad \dots (6.18)$$

où :

$t$  est l'épaisseur du mur, compte tenu de la réduction d'épaisseur due aux joints en retrait ;

$d_a$  est la déformation de la voûte sous la charge latérale de calcul ; elle peut être prise égale à zéro pour les murs ayant un rapport longueur sur épaisseur inférieur ou égal à 25.

(6) La poussée de voûte maximale de calcul par unité de longueur d'un mur,  $N_{ad}$ , peut être obtenue à partir de l'équation (6.18) :

$$N_{ad} = 1,5 f_d \frac{t}{10} \quad \dots (6.19)$$

et lorsque la déformation latérale est petite, la résistance latérale de calcul est donnée par :

$$q_{lat,d} = f_d \left( \frac{t}{l_a} \right)^2 \quad \dots (6.20)$$

où :

$N_{ad}$  est la poussée de voûte de calcul ;

$q_{lat,d}$  est la résistance latérale de calcul par unité de surface du mur ;

$t$  est l'épaisseur du mur ;

$f_d$  est la résistance de calcul en compression dans la maçonnerie dans la direction de la poussée de voûte, obtenue à partir de 3.6.1 ;

$l_a$  est la longueur ou la hauteur du mur entre supports capables de résister à la poussée de la voûte ;

**EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)**

sous réserve que :

- toute coupure de capillarité ou autre plan de faible résistance au cisaillement du mur puisse transmettre les forces horizontales appropriées ;
- la valeur de calcul de la contrainte due à une charge verticale ne soit pas inférieure à  $0,1 \text{ N/mm}^2$  ;
- l'élançement  $\overline{\lambda}_{AC}$  dans la direction considérée  $\overline{\lambda}_{AC}$  n'excède pas 20.

**6.3.3 Murs soumis aux charges dues au vent**

(1) Il convient de concevoir les murs soumis aux charges dues au vent selon 5.5.5, 6.3.1 et 6.3.2, le cas échéant.

**6.3.4 Murs soumis à des charges latérales dues à la pression des terres et de l'eau**

(1) Il convient que les murs soumis à la pression latérale des terres avec/sans application de charges verticales, soient conçus selon 5.5.5, 6.1.2, 6.3.1 et 6.3.2, le cas échéant.

NOTE 1 Il convient de ne pas utiliser la résistance à la flexion de la maçonnerie  $f_{xk1}$  pour le calcul des murs soumis à la pression latérale des terres.

NOTE 2 Une méthode simplifiée pour le calcul des murs de soubassement soumis à la pression latérale des terres est donnée dans l'EN 1996-3.

**6.3.5 Murs soumis à un chargement latéral dû à des situations accidentelles**

(1) Les murs soumis à des charges horizontales accidentelles, autres que celles résultant des actions sismiques (par exemple explosions de gaz) peuvent être calculés conformément à 5.5.5, 6.1.2, 6.3.1, et 6.3.2, le cas échéant.

**6.4 Murs de maçonnerie non armée soumis à une combinaison de charges verticales et latérales****6.4.1 Généralités**

(1) Les murs de maçonnerie non armée soumis à la fois à des charges verticales et latérales peuvent faire l'objet d'une vérification en utilisant l'une des méthodes indiquées en 6.4.2, 6.4.3 ou 6.4.4, selon le cas.

**6.4.2 Méthode utilisant le coefficient  $\phi$** 

(1) L'utilisation de la valeur appropriée de l'excentricité due aux actions horizontales,  $\overline{\lambda}_{AC} e_{he}$  ou  $e_{hm}$ , selon 6.1.2.2(1) (i) ou (ii), permet d'obtenir un coefficient de réduction pour l'élançement,  $\phi$ , qui tient compte de la combinaison de charges verticales et horizontales, en utilisant les équations (6.5) et (6.7), en vue d'une utilisation dans l'équation (6.2).

**6.4.3 Méthode utilisant la résistance apparente à la flexion**

(1) 6.3.1 permet d'accroître la résistance de calcul à la flexion de la maçonnerie,  $f_{xd1}$ , par l'action de la charge verticale permanente appliquée à une résistance apparente à la flexion,  $f_{xd1,app}$ , destinée à être utilisée dans le cadre de la vérification indiquée dans la partie concernée.  $\overline{\lambda}_{A1}$  La majoration de la résistance à la flexion dans le cas d'une charge combinée peut être utilisée uniquement lorsque la rupture de la partie de la construction prise en compte n'est pas essentielle à la stabilité totale de la structure.  $\overline{\lambda}_{A1}$

**6.4.4 Méthode utilisant des coefficients de moments fléchissants équivalents**

(1) Des moments fléchissant équivalents peuvent être obtenus à partir d'une combinaison de 6.4.2 et 6.4.3, afin de permettre le calcul combiné des charges verticales et horizontales.

NOTE L'Annexe I fournit une méthode de modification du coefficient de moment fléchissant,  $\alpha$ , telle que décrite en 5.5.5, permettant l'application à la fois des charges verticales et horizontales.



## 6.5 Attaches

(1)P La combinaison des éléments suivants doit être prise en compte pour le calcul de la résistance structurale des attaches :

- le mouvement différentiel entre les ouvrages structuraux reliés, généralement un mur de maçonnerie apparente et une paroi interne, par exemple du fait des différences de température, des variations d'humidité et des actions ;
- l'action horizontale du vent ;
- la force due à l'interaction des parois des murs creux.

(2)P La détermination de la résistance structurale des attaches doit tenir compte des écarts de rectitude et de toute détérioration de matériau, y compris le risque de rupture fragile due aux déformations successives auxquelles elles sont soumises pendant et après l'exécution.

(3)P Lorsque des murs, notamment les murs creux, sont soumis à des charges latérales dues au vent, les attaches reliant les deux parois doivent être capables de répartir les charges dues au vent depuis la paroi chargée sur l'autre paroi, mur arrière ou support.

(4) Il convient d'obtenir le nombre minimal d'attaches par unité de surface,  $n_t$ , à partir de l'Équation (6.20) :

$$n_t \geq \frac{W_{Ed}}{F_d} \quad \dots (6.21)$$

mais non inférieure à une valeur définie en 8.5.2.2.

où :

$W_{Ed}$  est la valeur de calcul de la charge horizontale, par unité de surface, à transmettre ;

$F_d$  est la résistance de calcul en compression ou en traction d'une attache, adaptée à la condition du calcul.

NOTE 1 L'EN 845-1 requiert d'un constructeur qu'il déclare la résistance des attaches ; il convient de diviser la valeur déclarée par  $\gamma_M$  afin d'obtenir la valeur de calcul.

NOTE 2 Il convient que le choix des attaches permette le mouvement différentiel entre les parois sans désordre.

(5) Dans le cas d'un mur d'habillage, il est recommandé de calculer  $W_{Sd}$  sur le principe selon lequel il est nécessaire que les attaches transmettent toutes les charges horizontales de calcul dues au vent, agissant sur le mur, au mur arrière ou à l'ossature support.

## 6.6 Ouvrages armés composites soumis à la flexion, simple, ou à une flexion composée, ou à un chargement axial

### 6.6.1 Généralités

(1)P Le calcul des ouvrages de maçonnerie armée soumis à la flexion, simple ou composée, ou au chargement axial, doit être fondé sur les hypothèses suivantes :

- les sections planes demeurent planes ;
- l'armature est soumise aux mêmes variations de déformation que la maçonnerie adjacente ;
- la résistance à la traction de la maçonnerie est considérée comme nulle ;
- la déformation maximale en compression dans la maçonnerie est choisie en fonction du matériau constitutif de celle-ci ;
- la déformation maximale en traction de l'armature est choisie en fonction du matériau constitutif de celle-ci ;
- la relation contrainte-déformation de la maçonnerie est considérée de forme linéaire, parabolique, parabolique rectangle ou rectangulaire (voir 3.7.1) ;
- la relation contrainte-déformation de l'armature est déduite de l'EN 1992-1-1 ;
- pour les sections qui ne sont pas en totalité comprimées, la déformation limite en compression est considérée comme inférieure ou égale à  $\varepsilon_{mu} = -0,0035$  pour les éléments du Groupe 1 et à  $\varepsilon_{mu} = -0,002$  pour les éléments des Groupes 2, 3 et 4 (voir Figure 3.2).

(2)P Il convient de prendre la déformabilité du béton de remplissage comparable à celle de la maçonnerie.

EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

(3) Le diagramme des contraintes de calcul en compression pour la maçonnerie ou le béton de remplissage peut être fondé sur la Figure 3.2, où  $f_d$  est la résistance de calcul en compression dans la maçonnerie, dans la direction d'application des charges, ou du béton de remplissage.

(4) Lorsqu'une zone de compression comporte à la fois de la maçonnerie et du béton de remplissage, il convient de calculer la résistance en compression en utilisant un diagramme des contraintes reposant sur la résistance à la compression du matériau le plus faible.

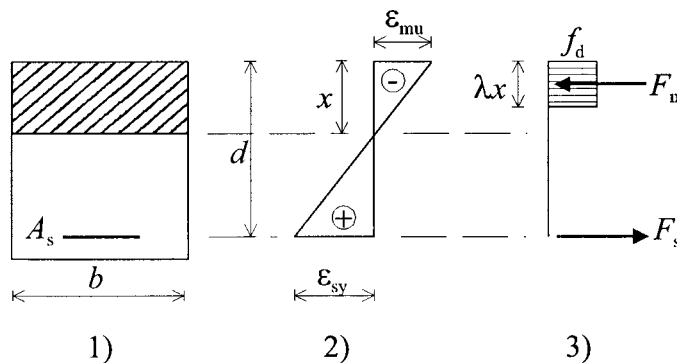
**6.6.2 Vérification des ouvrages de maçonnerie armée soumis à la flexion et/ou un chargement axial**

(1) P À l'état-limite ultime, la valeur de calcul de la charge appliquée à un ouvrage de maçonnerie armée,  $E_d$ , doit être inférieure ou égale à la résistance à la charge de calcul de l'élément,  $R_d$ , de sorte que :

$$E_d \leq R_d \quad \dots (6.22)$$

(2) Il y a lieu de fonder la résistance de calcul de l'élément sur les hypothèses décrites en 6.6.1. Il convient de limiter la déformation en traction de l'armature  $\epsilon_s$  à 0,01.

(3) Pour déterminer la valeur de calcul du moment résistant d'une section, une distribution rectangulaire des contraintes telle qu'indiquée à la Figure 6.4 peut être utilisée à titre de simplification.



**Légende**

- 1 Section
- 2 Déformations
- 3 Forces internes

**Figure 6.4 — Distribution des contraintes et des déformations**

(4) Dans le cas d'une section rectangulaire simplement armée, soumise uniquement à une flexion, la valeur de calcul du moment résistant,  $M_{Rd}$ , peut être considérée comme étant égale à :

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z \quad \dots (6.23)$$

où, à partir de la simplification illustrée sur la Figure 6.4, le bras de levier,  $z$ , peut être considéré égal à la valeur suivante, pour une section où la compression et la traction maximales sont atteintes conjointement :

$$z = d \left( 1 - 0,5 \frac{A_s f_{yd}}{b d f_d} \right) \leq 0,95 d \quad \dots (6.24)$$

où :

- $b$  est la largeur de la section ;
- $d$  est la hauteur utile de la section ;
- $A_s$  est la section transversale de l'armature en traction ;
- $f_d$  est la plus faible des deux valeurs de la résistance de calcul en compression dans la maçonnerie dans la direction du chargement, obtenue à partir de 2.4.1 et 3.6.1, ou du béton de remplissage obtenue à partir de 2.4.1 et 3.3 ;
- $f_{yd}$  est la résistance de calcul de l'acier d'armature.

NOTE Dans le cas particulier de murs en porte à faux en maçonnerie armée soumis à flexion, se référer à (5), ci-dessous.

(5) Pour déterminer la valeur de calcul du moment résistant,  $M_{Rd}$ , des ouvrages de maçonnerie armée soumis à la flexion, la résistance de calcul en compression,  $f_d$ , mentionnée à la Figure 6.4, peut être mesurée sur la hauteur observée à partir du bord comprimé de la section transversale,  $\lambda x$ , lorsqu'il convient que la valeur de calcul du moment résistant,  $M_{Rd}$ , en compression, ne soit pas considérée supérieure à :

$$M_{Rd} \leq 0,4 f_d b d^2 \text{ pour les éléments du groupe 1 autres qu'en béton de granulats légers} \quad \dots (6.25a)$$

et

$$M_{Rd} \leq 0,3 f_d b d^2 \text{ pour les éléments des groupes 2, 3 et 4 et du groupe 1 en béton de granulats légers} \quad \dots (6.25b)$$

où :

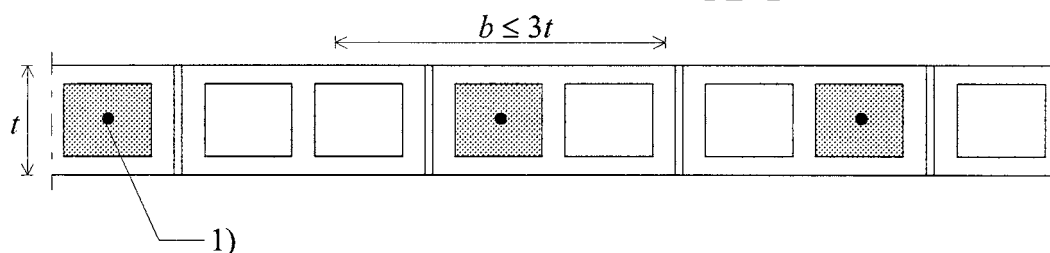
$f_d$  est la résistance de calcul en compression dans la maçonnerie ;

$b$  est la largeur de la section ;

$d$  est la hauteur utile de la section ; et

$x$  est la hauteur par rapport à l'axe neutre.

(6) Lorsque l'armature dans une section est concentrée localement de façon à ce que l'élément ne puisse pas être considéré comme un élément composite (voir 6.6.3), il convient de considérer la section armée comme ayant une largeur au plus égale à 3 fois l'épaisseur de la maçonnerie (voir Figure 6.5).



**Légende**

1 Armature

**Figure 6.5 — Largeur de section d'éléments comportant des armatures concentrées localement**

(7) Les ouvrages de maçonnerie armée dont l'élançement, calculé conformément à 5.5.1.4, est supérieur à 12, peuvent être calculés en utilisant les principes et règles applicables aux éléments non armés décrits en 6.1, en prenant en compte les effets du second ordre par l'intermédiaire d'un moment de calcul supplémentaire,  $M_{ad}$  :

$$M_{ad} = \frac{N_{Ed} h_{ef}^2}{2\,000 \cdot t} \quad \dots (6.26)$$

où :

$N_{Ed}$  est la valeur de calcul de la charge verticale ;

$h_{ef}$  est la hauteur effective du mur ;

$t$  est l'épaisseur du mur.

(8) Les ouvrages de maçonnerie armée soumis à une force axiale faible peuvent être calculés pour la flexion, uniquement lorsque la contrainte de calcul axiale,  $\sigma_d$ , n'est pas supérieure à :

$$r_d \leq 0,3 f_d \quad \dots (6.27)$$

où :

$f_d$  est la résistance de calcul en compression dans la maçonnerie.

EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

(9) Dans le cas des murs comportant une armature préfabriquée pour joints d'assise qui facilite leur résistance aux charges latérales, lorsque la résistance de ladite armature se révèle nécessaire pour obtenir un coefficient de moment fléchissant  $\alpha$ , (voir 5.5.5), une résistance apparente à la flexion  $f_{xd2,app}$  peut être calculée en associant le moment résistant de calcul de la section armée pour joints d'assise à une section non armée de la même épaisseur, en utilisant l'expression (6.27) suivante :

$$f_{xd2,app} = \frac{6 A_s f_{yd} z}{t^2} \quad \dots (6.28)$$

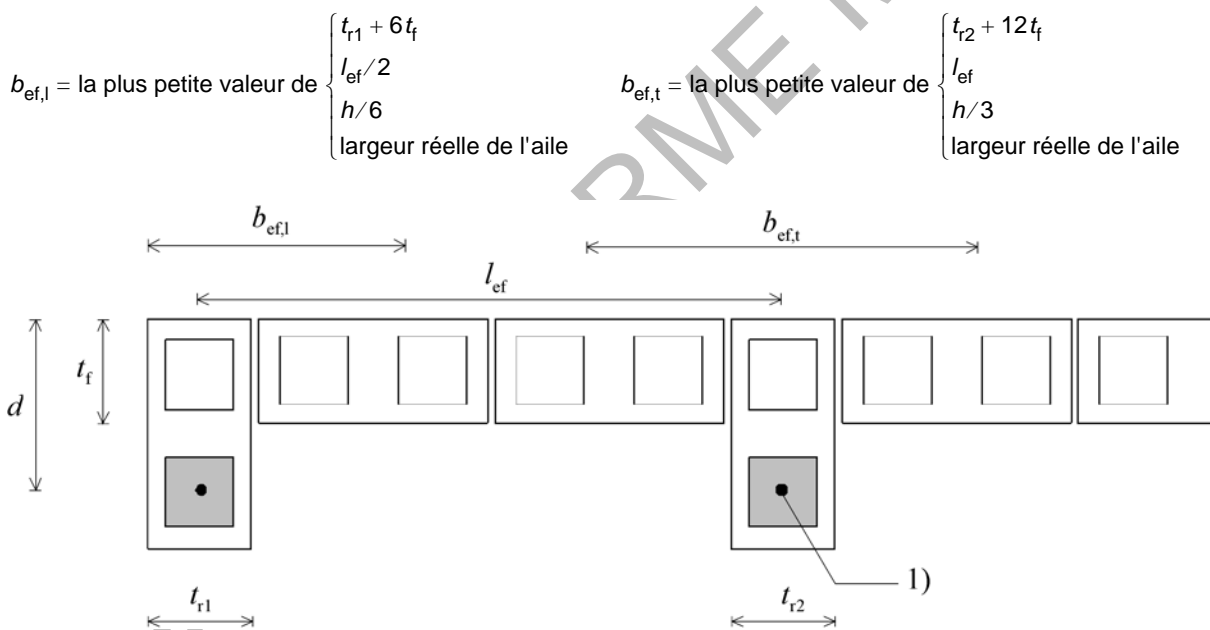
où :

- $f_{yd}$  est la résistance de calcul de l'armature des joints d'assise ;
- $A_s$  est la section transversale de l'armature en traction des joints d'assise, par mètre ;
- $t$  est l'épaisseur du mur ;
- $z$  est le bras de levier mentionné à l'Équation (6.23).

6.6.3 Éléments armés composites

(1) Dans le cas d'éléments composites, où l'armature est concentrée localement de telle sorte que ledit élément peut agir comme un élément composite, par exemple en forme de T ou de L (voir Figure 6.6), il convient de prendre pour l'épaisseur de l'aile,  $t_f$ , l'épaisseur de la maçonnerie, sans qu'elle excède en aucun cas  $0,5 d$ , où  $d$  est la hauteur utile de l'élément. Il convient de vérifier la maçonnerie entre les zones de concentration d'armature pour s'assurer qu'elle est capable de franchir les portées entre les supports ainsi constitués.

AC



Légende

1 Armature

Figure 6.6 — Largeur effective des ailes

où :

- $b_{ef,l}$  largeur effective d'un élément raidisseur en forme de L ;
- $b_{ef,t}$  largeur effective d'un élément raidisseur en forme de T ;
- $d$  hauteur utile de l'ouvrage ;
- $h$  hauteur libre d'un mur de maçonnerie ;
- $l_r$  distance effective entre appuis latéraux ;
- $t_f$  épaisseur d'un raidisseur ;
- $t_{ri}$  épaisseur d'une nervure, i. AC

(2) Il convient de considérer la largeur utile des éléments composites,  $b_{ef}$ , comme la plus petite valeur parmi les valeurs suivantes :

(i) Pour les éléments en forme de T :

- la largeur réelle de l'aile ;
- la largeur du potelet ou de la nervure augmentée de 12 fois l'épaisseur de l'aile ;
- l'espacement des potelets ou des nervures ;
- un tiers de la hauteur du mur.

(ii) Pour les éléments en forme de L :

- la largeur réelle de l'aile ;
- la largeur du potelet ou de la nervure augmentée de 6 fois l'épaisseur de l'aile ;
- la moitié de l'espacement des potelets ou nervures ;
- un sixième de la hauteur du mur.

(3) Dans le cas d'éléments composites, la valeur de calcul du moment résistant,  $M_{Rd}$ , peut être obtenue en utilisant l'Équation (6.22) mais il convient qu'elle ne soit pas supérieure à :

$$M_{Rd} \leq f_d b_{ef} t_f (d - 0,5 t_f) \quad \dots (6.29)$$

où :

$f_d$  est la résistance de calcul à la compression dans la maçonnerie, obtenue à partir de 2.4.1 et 3.6.1 ;

$d$  est la hauteur utile de l'élément ;

$t_f$  est l'épaisseur de l'aile conformément aux prescriptions de (1) et (2) ;

$b_{ef}$  est la largeur effective de l'élément composite, conformément aux prescriptions de (1) et (2).

#### 6.6.4 Poutres voiles

(1) Dans le cas des poutres voiles, la valeur de calcul du moment résistant,  $M_{Rd}$ , peut être obtenue à partir de l'Équation (6.22),

où :

$A_s$  est la surface de l'armature au niveau de la partie inférieure de la poutre haute ;

$f_{yd}$  est la résistance de calcul de l'acier d'armature

$z$  est le bras de levier, qu'il convient de considérer comme la plus petite valeur parmi les valeurs suivantes :

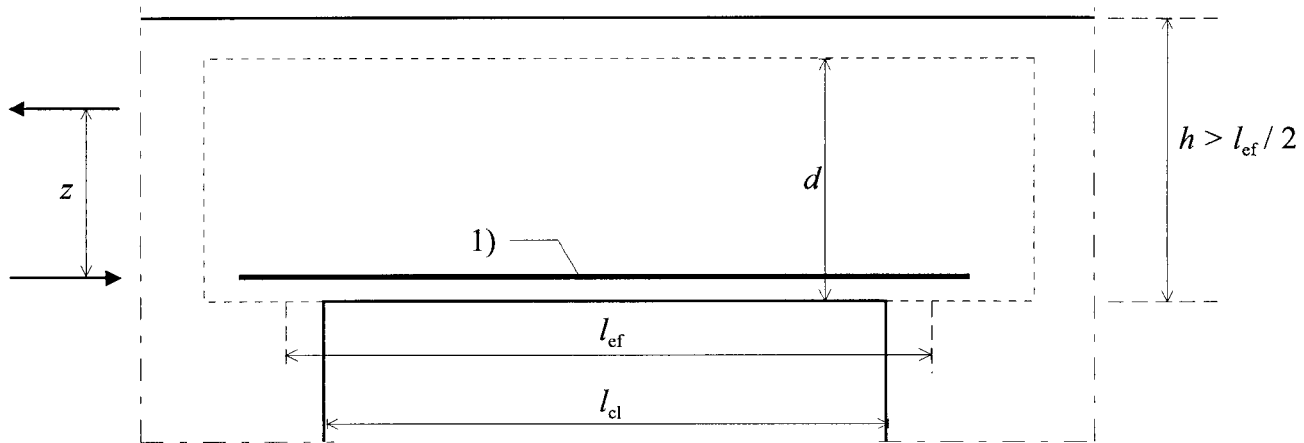
$$z = 0,7 l_{ef} \quad \dots (6.30)$$

ou

$$z = 0,4 h + 0,2 l_{ef} \quad \dots (6.31)$$

$l_{ef}$  est la portée effective de la poutre de maçonnerie ;

$h$  est la hauteur libre de la poutre haute.



**Légende**

1 Armature

**Figure 6.7 — Armature d'une poutre voile**

(2) Il convient que la valeur de calcul du moment résistant,  $M_{Rd}$ , ne soit pas supérieure à :

$$M_{Rd} \leq 0,4 f_d b d^2 \text{ pour les éléments du groupe 1 autres qu'en béton de granulats légers} \quad \dots (6.32a)$$

et

$$M_{Rd} \leq 0,3 f_d b d^2 \text{ pour les éléments des groupes 2, 3 et 4, et du groupe 1 en béton de granulats légers} \quad \dots (6.32b)$$

où :

$b$  est la largeur de la poutre ;

$d$  est la hauteur utile de la poutre qui peut être considérée comme étant égale à  $1,3 z$  ;

$f_d$  est la plus faible des deux valeurs de la résistance de calcul en compression dans la maçonnerie dans la direction du chargement, obtenue à partir de 2.4.1 et 3.6.1, ou du béton de remplissage obtenue à partir de 2.4.1 et 3.3 ;

(3) Afin de résister à la fissuration, il convient de prévoir une armature dans les lits de pose au-dessus de l'armature principale, à une hauteur de  $0,5l_{ef}$  ou  $0,5d$ , selon la plus faible des deux valeurs, à partir de la sous-face de la poutre (voir 8.2.3(3) et Figure 6.7).

(4) Il est recommandé que les barres d'armature soient continues ou comprennent le recouvrement nécessaire sur toute la portée effective,  $l_{ef}$ , avec la longueur d'ancrage appropriée conformément à 8.2.5.

(5) Il convient de vérifier la résistance de la zone comprimée de la poutre voile au flambement, lorsqu'elle n'est pas raidie, en utilisant la méthode relative au chargement vertical applicable aux murs, contenue en 6.1.2.

(6) Il y a lieu de vérifier la poutre voile pour les chargements verticaux à proximité de ses supports.

**6.6.5 Linteaux composites**

**A1)** (1) Lorsque la capacité de charge d'un linteau composite est déclarée par le fabricant selon l'EN 845-2, il convient que la valeur de la capacité de charge soit supérieure ou égale à la valeur de charge agissant sur le linteau composite et aucune vérification pour la flexion ou le cisaillement ne sont nécessaires.

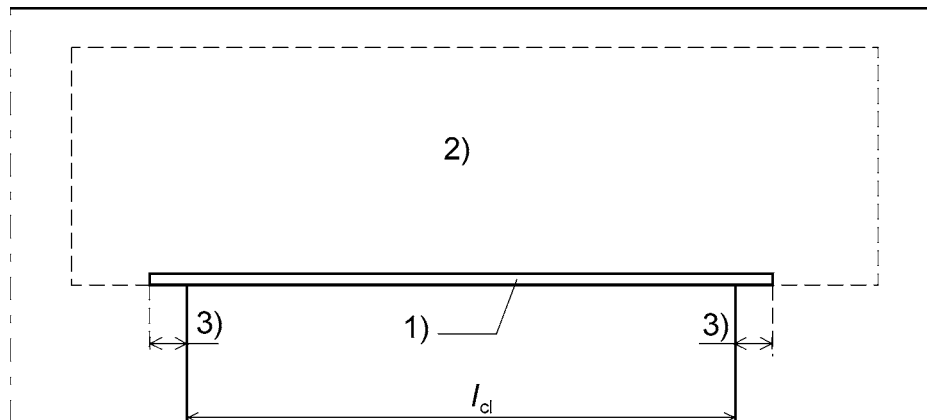
(2) Dans le cas des linteaux composites, la valeur de calcul du moment résistant,  $M_{Rd}$ , peut être obtenue à partir de 6.6.4 lorsque le linteau composite peut être considéré comme une poutre voile ou à partir de 6.6.2 dans le cas contraire.

(3) Lors du calcul du moment résistant selon 6.6.2 ou 6.6.4, remplacer  $A_s f_{yd}$  par  $F_{tkl} / \gamma_M$ .

où :

$F_{tkl}$  est la résistance caractéristique à la traction de la partie préfabriquée du linteau composite déclarée par le fabricant conformément à l'EN 845-2 ; lorsqu'un fabricant déclare également la résistance à la traction de l'état-limite de service,  $F_{tkl}$  ne doit pas être prise supérieure ou égale à la valeur de service multipliée par  $\gamma_M$  pour l'ancrage de l'armature ;

$\gamma_M$  est le coefficient partiel des matériaux de la partie du linteau préfabriqué ;



**Légende**

- 1) Partie préfabriquée
- 2) Élément complémentaire
- 3) Longueur d'encastrement

**Figure 6.8 — Linteau composite**

(4) Il convient de vérifier les efforts verticaux sous les appuis conformément à 6.1.2 et 6.1.3.

(5) Il convient de vérifier les linteaux composites soumis à un effort tranchant conformément au (6.7.3) ou (6.7.4) selon que le linteau est une poutre voile ou non. Lorsque la valeur de  $f_{vko}$  est inférieure à celle de  $f_{vko}$  selon 3.6.3(2), alors  $f_{vd}$  doit être utilisée comme étant égale à  $f_{vko}$ , qui est obtenue à partir de 3.6.3(1), divisée par  $\gamma_M$  à partir de 2.4.1. **A1**

**6.7 Ouvrages armés composites soumis au cisaillement**

**6.7.1 Généralités**

(1)P À l'état-limite ultime, la valeur de calcul du cisaillement appliqué à un ouvrage de maçonnerie armée,  $V_{Ed}$ , doit être inférieure ou égale à la valeur de calcul de la résistance au cisaillement de l'élément,  $V_{Rd}$ , de sorte que :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad \dots (6.33)$$

(2) La résistance de calcul à l'effort tranchant d'ouvrages de maçonnerie armée,  $V_{Rd}$ , peut être calculée :

- soit en négligeant la contribution de toute armature d'effort tranchant dans l'élément, lorsque la section minimale des armatures d'effort tranchant, tel que prescrit en 8.2.3(5) n'est pas connue ou donnée; ou
- soit en tenant compte de la contribution de l'armature d'effort tranchant, lorsque au moins la section minimale d'armature d'effort tranchant est connue ou donnée.

(3) Il convient de prendre en considération la surface de toute contribution du béton de remplissage pour la résistance au cisaillement de l'ouvrage de maçonnerie armée, et, lorsque ledit béton contribue davantage à la résistance au cisaillement que la maçonnerie, il est recommandé d'utiliser l'EN 1992-1-1 et de négliger la résistance de la maçonnerie.

## EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

**6.7.2 Vérification des murs de maçonnerie armée soumis à des charges horizontales dans le plan du mur**

(1) Dans le cas des murs de maçonnerie armée comprenant une armature verticale, il convient de vérifier, lorsque la contribution de toute armature d'effort tranchant est négligée, que :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad \dots (6.34)$$

où :

$V_{Rd1}$  est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement de la maçonnerie non armée et est donnée par :

$$V_{Rd1} = f_{vd} t l \quad \dots (6.35)$$

$f_{vd}$  est la plus faible des deux valeurs de la résistance de calcul en cisaillement de la maçonnerie, obtenue à partir de 2.4.1 et 3.6.2, ou du béton de remplissage obtenue à partir de 2.4.1 et 3.3 ;

$t$  est l'épaisseur du mur ;

$l$  est la longueur du mur.

NOTE Le cas échéant, une majoration de la résistance de calcul au cisaillement,  $f_{vd}$ , peut être prise en compte dans le calcul de  $V_{Rd1}$  pour tenir compte de la présence d'une armature verticale.

(2) Dans le cas des murs de maçonnerie armée comprenant une armature verticale, il convient de vérifier, lorsque l'armature d'effort tranchant horizontale est prise en compte, que :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad \dots (6.36)$$

où :

$V_{Rd1}$  est donnée par l'équation (6.34), et

$V_{Rd2}$  est la valeur de calcul de la contribution de l'armature et est donnée par :

$$V_{Rd2} = 0,9 A_{sw} f_{yd} \quad \dots (6.37)$$

$A_{sw}$  est la surface totale de l'armature d'effort tranchant horizontale au-dessus de la partie du mur considérée ;

$f_{yd}$  est la résistance de calcul de l'acier d'armature.

(3) Lorsque l'armature d'effort tranchant est prise en compte, il convient également de vérifier que :

$$\frac{V_{Rd1} + V_{Rd2}}{t l} \leq 2,0 \text{ N/mm}^2 \quad \dots (6.38)$$

où :

$t$  est l'épaisseur du mur ;

$l$  est la longueur ou, le cas échéant, la hauteur du mur.

**6.7.3 Vérification de poutres de maçonnerie armée soumises au cisaillement**

(1) Dans le cas des poutres de maçonnerie armée, il convient de vérifier, lorsque la contribution de toute armature d'effort tranchant est négligée, que :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad \dots (6.39)$$

où :

$V_{Rd1}$  est donné par :

$$V_{Rd1} = f_{vd} b d \quad \dots (6.40)$$

$f_{vd}$  est la plus faible des deux valeurs de la résistance de calcul en cisaillement de la maçonnerie, obtenue à partir de 2.4.1 et 3.6.2, ou du béton de remplissage obtenue à partir de 2.4.1 et 3.3

$b$  est la largeur minimale de la poutre au-dessus de la hauteur utile

$d$  est la hauteur utile de la poutre



NOTE Le cas échéant, une majoration de la résistance de calcul au cisaillement,  $f_{vd}$ , peut être prise en compte dans le calcul de  $V_{Rd1}$  pour tenir compte de la présence d'une armature longitudinale, voir Annexe J.

(2)  $\square A_1$  La valeur de  $f_{vd}$  devant être utilisée pour déterminer  $V_{Rd1}$ , peut être augmentée selon le facteur suivant :  $\square A_1$

$$\square A_1 \quad 1 \leq \frac{2d}{a_v} \leq 4 \quad \square A_1 \quad \dots (6.41)$$

où :

$d$  est la hauteur utile de la poutre ;

$\square A_1$   $a_v$  est le moment fléchissant maximal d'un élément divisé par l'effort tranchant maximal de ce même élément ;  $\square A_1$  sous réserve que la valeur augmentée de  $f_{vd}$  ne soit pas prise comme étant supérieure à  $0,3 \text{ N/mm}^2$ .

NOTE Voir Annexe J.

(3) Dans le cas des poutres de maçonnerie, lorsque l'armature d'effort tranchant est prise en compte, il convient de vérifier que :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad \dots (6.42)$$

où :

$V_{Rd1}$  est donnée par l'équation (6.39) et

$V_{Rd2}$  est donnée par :

$$V_{Rd2} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad \dots (6.43)$$

$d$  est la hauteur utile de la poutre ;

$A_{sw}$  est l'aire de l'armature d'effort tranchant ;

$s$  est l'espacement des armatures d'effort tranchant ;

$\alpha$  est l'angle des armatures d'effort tranchant sur l'axe de la poutre, pris entre  $45^\circ$  et  $90^\circ$  ;

$f_{yd}$  est la résistance de calcul de l'acier d'armature.

(4) Il convient également de vérifier que :

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,25 f_d b d \quad \dots (6.44)$$

où :

$f_d$  est la plus faible des deux valeurs de la résistance de calcul en compression dans la maçonnerie dans la direction du chargement, obtenue à partir de 2.4.1 et 3.6.1, ou du béton de remplissage obtenue à partir de 2.4.1 et 3.3 ;

$b$  est la largeur minimale de la poutre dans les limites de la hauteur utile ;

$d$  est la hauteur utile de la poutre.

#### 6.7.4 Vérification des poutres voiles soumises au cisaillement

(1) Il convient d'effectuer la vérification indiquée en 6.7.3, en considérant  $V_{Ed}$  comme l'effort tranchant observé au niveau du bord du support, et la hauteur utile de la poutre comme étant égale à  $d = 1,3 z$ .

## 6.8 Maçonnerie précontrainte

### 6.8.1 Généralités

(1) Il convient que le calcul des ouvrages de maçonnerie précontrainte repose sur les principes donnés dans l'EN 1992-1-1 accompagnés des prescriptions de calcul et des propriétés de matériaux établies dans les sections 3, 5 et 6 de la présente norme EN 1996-1-1.

(2) Les principes de calcul sont applicables aux ouvrages précontraints dans une seule direction.

NOTE Dans le calcul, il convient d'examiner l'état-limite de service d'abord en flexion puis de vérifier les résistances en flexion, chargement axial et effort tranchant à l'état-limite ultime.

(3)P La force de précontrainte initiale appliquée doit être limitée à une proportion acceptable de la charge ultime caractéristique des torons pour assurer la sécurité vis-à-vis de la rupture de ces derniers.

NOTE Il convient de déterminer le coefficient partiel de charges à partir de l'EN 1990 lors de la précontrainte avec des pertes de précontrainte.

(4) Il convient de limiter les contraintes d'appui et les forces d'éclatement aux ancrages pour éviter les conditions de rupture sous charge ultime. Les contraintes d'appui locales peuvent être limitées en considérant l'action des charges de précontrainte soit parallèlement soit perpendiculairement aux lits de pose. Il convient que le calcul de l'ancrage prenne en considération le confinement des forces d'éclatement. Il convient que les contraintes de traction dans la maçonnerie soient nulles.

(5)P Il convient de déduire dans le calcul toutes les pertes de précontrainte prévisibles.

(6) Les pertes de précontrainte résultent d'une combinaison :

- de la relaxation des aciers de précontrainte ;
- de la déformation élastique dans la maçonnerie ;
- des variations dimensionnelles de la maçonnerie en fonction de l'humidité ;
- du fluage de la maçonnerie ;
- des pertes des aciers de précontrainte par effet de l'ancrage ;
- des effets de friction ;
- des effets de la température.

### 6.8.2 Vérification des ouvrages

(1)P Le calcul d'ouvrages de maçonnerie précontrainte en flexion doit être fondé sur les hypothèses suivantes :

- dans la maçonnerie les sections planes demeurent planes ;
- la répartition des contraintes dans la zone comprimée est uniforme et n'excède pas  $f_d$  ;
- la déformation limite en compression dans la maçonnerie est prise égale à -0,0035, pour les éléments du groupe 1 et à -0,002 pour les éléments des groupes 2, 3 et 4 ;
- la résistance à la traction de la maçonnerie est négligée ;
- les aciers de précontrainte adhérents ou autres armatures adhérentes sont sujets aux mêmes variations de déformation que la maçonnerie adjacente ;
- les contraintes des aciers de précontrainte adhérents ou autres armatures adhérentes sont déduites d'une relation contrainte déformation appropriée ;
- les contraintes dans les aciers de précontrainte dans des ouvrages en post-tension sont limitées à une proportion acceptable de leur résistance caractéristique ;
- la hauteur utile des aciers de précontrainte est déterminée en prenant en compte le possible mouvement de ces aciers.

(2)P La résistance des ouvrages de maçonnerie précontrainte à l'état-limite ultime doit être calculée en utilisant une théorie acceptable prenant en compte toutes les caractéristiques du comportement des matériaux ainsi que les effets de second ordre.

(3) Lorsque les forces de précontrainte sont considérées comme des actions, il convient de déterminer les coefficients partiels à partir de l'EN 1992-1-1.

(4) Lorsque des ouvrages soumis à un chargement vertical dans leur plan sont de section transversale pleine rectangulaire, la méthode de calcul peut être celle donnée en 6.1.2 pour la maçonnerie non armée. Il est nécessaire de calculer les propriétés géométriques des éléments qui ne sont pas à section rectangulaire pleine. La précontrainte d'un élément peut nécessiter d'être limitée en fonction de son élancement utile et de sa capacité à supporter une charge axiale.

(5)P La résistance de calcul à l'effort tranchant des ouvrages de maçonnerie précontrainte doit être supérieure à la valeur de calcul de la charge d'effort tranchant appliquée.

## 6.9 Maçonnerie confinée

### 6.9.1 Généralités

(1)P Le calcul d'ouvrages de maçonnerie confinée doit être fondé sur des hypothèses similaires à celles établies pour les ouvrages de maçonnerie non armée et armée.

### 6.9.2 Vérification des ouvrages

(1) Pour la vérification d'ouvrages de maçonnerie confinée soumis à la flexion et/ou à des charges axiales, il convient d'adopter les hypothèses indiquées dans l'EN 1996-1-1 pour les ouvrages de maçonnerie armée. La détermination de la valeur de calcul du moment résistant d'une section peut reposer sur l'hypothèse d'une distribution rectangulaire des contraintes, sur la base de la résistance de la maçonnerie uniquement. Il convient également de négliger l'armature en compression.

(2) Il convient de considérer, pour la vérification des ouvrages de maçonnerie confinée soumis à un cisaillement, la résistance au cisaillement de l'élément comme la somme de la résistance au cisaillement de la maçonnerie et du béton des ouvrages de confinement. Il convient que le calcul de la résistance au cisaillement de la maçonnerie utilise les règles applicables aux murs de maçonnerie non armée, en considérant  $l_c$  comme la longueur de l'ouvrage de maçonnerie. Il est recommandé de ne pas prendre en compte l'armature des ouvrages de confinement.

(3) Il convient que la vérification des ouvrages de maçonnerie confinée soumis à un chargement latéral utilise les hypothèses établies pour les murs de maçonnerie non armée et armée. Il y a lieu de prendre en considération la contribution de l'armature des ouvrages de confinement.

## Section 7 État-limite de service

### 7.1 Généralités

(1)P Un ouvrage en maçonnerie doit être conçu et construit de manière à ne pas dépasser l'état-limite de service.

(2) Il convient de vérifier les flèches susceptibles d'endommager les cloisons, les finitions (y compris les matériaux ajoutés) ou les équipements techniques, voire affecter l'étanchéité à l'eau.

(3) Il convient que l'aptitude à l'emploi d'ouvrages en maçonnerie ne soit pas affectée de façon inacceptable par le comportement d'autres ouvrages structuraux, comme la déformation de planchers ou de murs.

### 7.2 Murs de maçonnerie non armée

(1)P Il convient de considérer les différences de propriétés des matériaux de maçonnerie de manière à éviter tout dépassement de contrainte ou tout endommagement qui en découle.

(2) Dans le cas des ouvrages en maçonnerie non armée, il n'est pas nécessaire de vérifier individuellement les états limites de service de fissuration et de déformation une fois satisfait l'état-limite ultime.

NOTE L'attention est attirée sur la possibilité d'une certaine fissuration en cas de satisfaction de l'état-limite ultime, par exemple dans le cas des toitures.

**EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)**

(3) Il convient d'éviter les dommages dus aux contraintes développées par les liaisons par des spécifications et des dispositions constructives appropriées (voir section 8).

(4)P Les murs de maçonnerie soumis à des charges latérales dues au vent ne doivent pas présenter de flèches préjudiciables sous l'action de telles charges, ou du fait d'un contact accidentel avec des personnes, ni même répondre de manière disproportionnée à des impacts de nature accidentelle.

(5) Un mur soumis à des charges latérales satisfaisant à la vérification effectuée à l'état-limite ultime peut être considéré comme satisfaisant 7.1(1)P lorsque ses dimensions sont limitées AC *texte supprimé* AC.

AC

NOTE Les valeurs limites peuvent être obtenues dans l'Annexe F. AC

**7.3 Ouvrages de maçonnerie armée**

(1)P Les ouvrages de maçonnerie armée ne doivent pas se fissurer de manière inacceptable ni fléchir de manière excessive dans les conditions de chargement de service.

(2) Lorsque les ouvrages de maçonnerie armée sont dimensionnés pour se trouver à l'intérieur des limites indiquées en 5.5.2.5, il peut être supposé que la flèche latérale du mur et la flèche verticale d'une poutre sont acceptables.

(3) Lorsque le module d'élasticité est utilisé dans les calculs des flèches, il convient d'appliquer le module d'élasticité à long terme,  $E_{\text{longterm}}$ , tel qu'obtenu à partir de 3.7.2.

(4) La fissuration des ouvrages de maçonnerie armée soumis à la flexion — par exemple poutres en maçonnerie armée — est limitée de manière à satisfaire à l'état limite de service lorsque les dimensions indiquées en 5.5.2.5 et les prescriptions de détail décrites à la section 8 sont respectées.

NOTE Lorsque l'enrobage de l'armature sous tension excède les prescriptions minimales données en 8.2.2, il peut se révéler nécessaire de prendre en considération la possibilité d'une fissuration de surface.

**7.4 Ouvrages de maçonnerie précontrainte**

(1)P Les ouvrages de maçonnerie précontrainte ne doivent pas présenter de fissuration en flexion ni fléchir exagérément dans les conditions de chargement de service.

(2) Il convient de prendre en considération les conditions de charge de service lors de la précontrainte avec l'action des charges de calcul après pertes de précontrainte. D'autres configurations de calcul peuvent se présenter pour des formes structurales et des conditions de chargement spécifiques.

(3)P L'analyse d'un ouvrage de maçonnerie précontrainte à l'état-limite de service doit être fondée sur les hypothèses suivantes :

- dans la maçonnerie les sections planes demeurent planes ;
- les contraintes sont proportionnelles aux déformations ;
- les contraintes de traction dans la maçonnerie sont limitées pour éviter toute fissuration de largeur excessive et pour assurer la durabilité des armatures de précontrainte ;
- la force de précontrainte est constante après que tout relâchement ait été opéré.

(4) Si les hypothèses du paragraphe (3)P ci-dessus sont satisfaites, les états-limites de service sont satisfaits même si une vérification de flèche additionnelle peut se révéler nécessaire.

## 7.5 Ouvrages de maçonnerie confinée

(1)P Les ouvrages de maçonnerie confinée ne doivent pas présenter de fissuration en flexion ni fléchir exagérément dans les conditions de chargement de service.

(2)P La vérification des ouvrages de maçonnerie confinée aux états-limites de service doit être fondée sur les hypothèses relatives aux ouvrages de maçonnerie non armée.

## 7.6 Murs soumis à des charges concentrées

(1) Les appuis qui satisfont l'état-limite ultime lorsque vérifiés conformément aux Équations (6.9), (6.10) ou (6.11) peuvent être considérés satisfaire à l'état-limite de service.

## Section 8 Dispositions de détail

### 8.1 Détails de maçonnerie

#### 8.1.1 Matériaux de maçonnerie

(1)P Les éléments de maçonnerie doivent être adaptés au type de maçonnerie, à son emplacement et aux prescriptions de durabilité. Les mortiers, béton de remplissage et armatures doivent être appropriés au type d'élément associé et aux prescriptions de durabilité.

**AC** (2) Il convient que les mortiers de montage dans les ouvrages de maçonnerie armée aient une résistance à la compression,  $f_m$ , d'au moins  $4 \text{ N/mm}^2$  lorsque l'armature n'est pas située dans les joints d'assise, et d'au moins  $2 \text{ N/mm}^2$  lorsque l'armature est située dans le joint d'assise. **AC**

#### 8.1.2 Épaisseur minimale d'un mur

(1)P L'épaisseur minimale d'un mur doit être celle requise pour obtenir un mur solide.

(2) Il convient que l'épaisseur minimale,  $t_{\min}$ , d'un mur porteur satisfasse le résultat des calculs de la présente norme.

NOTE L'Annexe Nationale peut fournir la valeur  $t_{\min}$  à utiliser dans un pays donné. La valeur recommandée est celle obtenue par le résultat des calculs.

#### 8.1.3 Surface minimale d'un mur

(1)P Un mur porteur doit avoir une surface nette minimale en plan de  $0,04 \text{ m}^2$ , après prévision des saignées ou autres réservations.

#### 8.1.4 Appareillage de la maçonnerie

##### 8.1.4.1 Éléments manufacturés

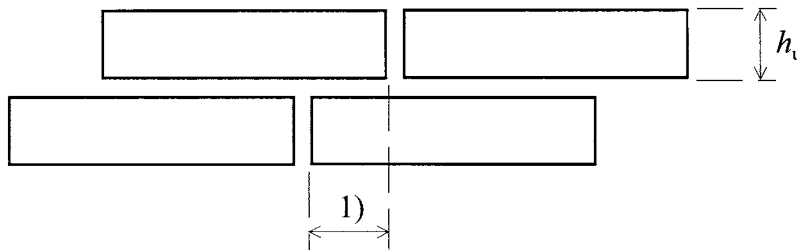
(1)P Les éléments de maçonnerie doivent être appareillés au mortier conformément à une pratique éprouvée.

(2)P Les éléments de maçonnerie d'un mur de maçonnerie non armée doivent être appareillés d'un lit à l'autre de telle façon que le mur agisse comme un seul et même ouvrage structural.

(3) Dans le cas de la maçonnerie non armée, il convient que le recouvrement des éléments de maçonnerie ayant une hauteur inférieure ou égale à 250 mm ait une longueur au moins égale à 0,4 fois la hauteur de l'élément ou 40 mm, selon la plus grande des deux valeurs (voir Figure 8.1). Pour les éléments de hauteur supérieure à 250 mm, il convient que le recouvrement soit supérieur à 0,2 fois la hauteur de l'élément ou égal à 100 mm. Dans les angles ou aux jonctions, il est recommandé que le recouvrement des éléments ne soit pas inférieur à l'épaisseur des éléments dans le cas où cette dernière serait inférieure aux prescriptions indiquées ci-dessus ; il y a lieu d'utiliser des éléments coupés pour obtenir le recouvrement spécifié sur le reste du mur.

## EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

NOTE Il convient que la longueur des murs et la taille des ouvertures et poteaux soient adaptés de préférence aux dimensions des éléments afin d'éviter des coupes excessives.



## Légende

- 1 Recouvrement  $\left\{ \begin{array}{l} \text{lorsque } h_u \leq 250 \text{ mm : recouvrement } \geq 0,4 h_u \text{ ou } 40 \text{ mm, selon la plus grande des deux valeurs} \\ \text{lorsque } h_u < 250 \text{ mm : recouvrement } \geq 0,2 h_u \text{ ou } 100 \text{ mm, selon la plus grande des deux valeurs} \end{array} \right.$

**Figure 8.1 — Recouvrement des éléments de maçonnerie**

(4) Des appareillages ne satisfaisant pas les prescriptions de recouvrement minimal peuvent être utilisés en maçonnerie armée lorsque l'expérience ou des résultats d'essais montrent qu'ils sont satisfaisants.

NOTE Dans le cas d'un mur armé, le degré de recouvrement peut être déterminé comme partie intégrante du calcul de l'armature.

(5) Lorsque des murs non porteurs joutent des murs porteurs, il convient de prendre des dispositions pour permettre les déformations différentielles dues au fluage et au retrait. Lorsque des murs de ce type ne sont pas harpés, il convient de les liasonner au moyen d'attaches appropriées permettant les déformations différentielles.

(6) Il est recommandé de prendre en compte le comportement de déformation différentielle des matériaux lorsque des matériaux différents doivent être liasonnés entre eux de manière rigide.

#### 8.1.4.2 Éléments prétaillés en pierre naturelle

(1) Il convient généralement de préciser que la pierre naturelle sédimentaire et sédimentaire métamorphique doit être posée selon des lits de pose horizontaux ou quasi-horizontaux.

(2) Il convient que la distance de recouvrement des éléments de maçonnerie adjacents en pierre naturelle destinés à rester apparents soit au moins égale à 0,25 fois la dimension de l'élément le plus petit, avec une distance minimale de 40 mm, à moins que ne soient prises d'autres mesures assurant une résistance adéquate.

(3) Dans le cas des murs où les éléments de maçonnerie ne s'étendent pas à travers l'épaisseur du mur, il convient de disposer des éléments de liaison (boutisse) dont la longueur est comprise entre 0,6 et 0,7 fois l'épaisseur du mur, selon un espacement ne dépassant pas 1 m, à la fois à la verticale et à l'horizontale. Il convient que la hauteur de ces éléments de maçonnerie ne soit pas inférieure à 0,3 fois leur longueur.

#### 8.1.5 Joints de mortier

(1) Il convient que  $\overline{AC}$  l'épaisseur réelle  $\overline{AC}$  des joints d'assise et verticaux réalisés en mortier d'usage courant ou en mortier allégé soit comprise entre 6 mm au minimum et 15 mm au maximum, et que  $\overline{AC}$  l'épaisseur réelle  $\overline{AC}$  des joints d'assise et verticaux constitués de mortier de joints minces soit comprise entre 0,5 mm au minimum et 3 mm au maximum.

NOTE Les joints dont l'épaisseur est comprise entre 3 mm et 6 mm peuvent être réalisés si les mortiers ont été spécialement élaborés pour l'usage particulier, et le calcul peut être basé sur l'utilisation du mortier d'usage courant.

(2) Il convient que les joints d'assise soient horizontaux à moins que le concepteur n'en ait décidé autrement.

(3) En cas d'utilisation d'éléments reposant sur des poches de mortier, les joints verticaux peuvent être considérés comme remplis si le volume de mortier atteint la hauteur complète du joint sur une largeur minimale de 40 % de l'élément. Il est recommandé de remplir entièrement de mortier les joints verticaux de maçonnerie armée soumise à la flexion et à l'effort tranchant sollicitant ces joints.

### 8.1.6 Appuis sous les charges concentrées

(1) Il convient que les charges concentrées sur un mur reposent sur une longueur minimum de 90 mm ou sur la distance requise par les calculs selon 6.1.3, en choisissant la plus grande des deux valeurs.

## 8.2 Dispositions d'armatures

### 8.2.1 Généralités

(1)P L'acier d'armature doit être disposé de façon telle qu'il agit conjointement à la maçonnerie.

(2)P Lorsque le calcul est mené dans l'hypothèse d'appuis simples, l'attention doit être portée aux effets restreints que pourrait apporter la maçonnerie.

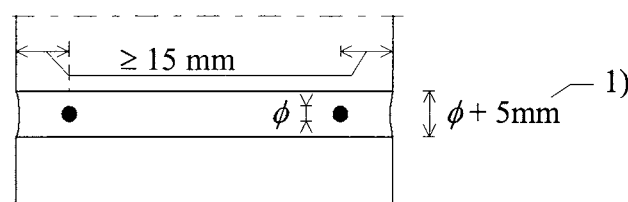
(3) Il convient de prévoir, dans une maçonnerie conçue comme un élément de flexion, une armature au droit du support lorsque la maçonnerie est continue, que la poutre ait été calculée en continuité ou non. Lorsque c'est le cas, il convient de prévoir une section d'acier supérieure ou égale à 50 % de la section de l'armature tendue requise à mi-portée en partie haute de la maçonnerie au droit du support et ancrée conformément à 8.2.5.1. Dans tous les cas, il convient qu'au moins 25 % de l'acier d'armature requis à mi-portée traverse le support et soit ancré de la même façon que ci-dessus.

### 8.2.2 Enrobage de l'armature

(1) Pour permettre le développement de la contrainte d'adhérence lorsque l'armature, choisie  $\square AC$  conformément au 4.3.3(3)  $\square AC$ , se situe dans le mortier pour joints d'assise :

- il convient que l'épaisseur de l'enrobage minimale de mortier de l'armature côté parement de la maçonnerie soit de 15 mm (voir Figure 8.2) ;
- il convient de prévoir l'enrobage de mortier au-dessus et en dessous de l'armature disposé dans des joints d'assise de sorte que l'épaisseur du joint soit au moins 5 mm supérieure au diamètre de l'armature, dans le cas des mortiers d'usage courant et allégés.

NOTE Le recours à des rainures dans l'une ou les deux faces de pose de l'élément, permet d'adapter l'épaisseur minimale du mortier disposé autour de l'armature à un joint plus mince.



#### Légende

1 Pour mortiers d'usage courant et allégés

**Figure 8.2 — Enrobage de l'armature dans les joints d'assise**

(2) Dans le cas des constructions doubles remplies ou à adhérence spéciale, il est recommandé que l'enrobage minimal de l'armature choisi selon 4.3.3 (3) ait une épaisseur de 20 mm pour le mortier ou le béton d'enrobage, selon le cas, ou corresponde au diamètre de la barre, selon la plus grande des deux valeurs.

(3) Il convient que les extrémités de tous les aciers pour armature, à l'exception de l'acier inoxydable, aient le même enrobage minimal que celui qui convient pour l'acier non protégé dans la situation d'exposition considérée, à moins que d'autres moyens de protection ne soient utilisés.

## EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

**8.2.3 Section minimale d'armature**

(1) Lorsqu'une armature est prévue dans les ouvrages de maçonnerie armée pour renforcer la résistance dans le plan de l'élément, il convient que la section de l'acier principal ne représente pas moins de 0,05 % de la section transversale utile de l'élément, considérée comme le produit de sa largeur utile et de sa hauteur utile.

(2) Dans les murs où l'armature est prévue dans les joints d'assise pour renforcer la résistance aux charges latérales  $\overline{AC}$  (hors du plan)  $\overline{AC}$ , il convient que la section totale de ladite armature ne soit pas inférieure à 0,03 % de la section transversale brute du mur (à savoir 0,015 % sur chaque face).

(3) Lorsque l'armature est prévue dans les joints d'assise pour aider à la maîtrise de la fissuration ou pour permettre la ductilité, il est recommandé que la section totale de l'acier ne soit pas inférieure à 0,03 % de la section transversale brute du mur.

(4) Dans les ouvrages de maçonnerie comportant des parties en béton coulé intégrées calculées pour porter dans une seule direction uniquement, il convient de prévoir une armature secondaire dans la direction perpendiculaire à l'acier principal essentiellement pour répartir les contraintes. Il y a lieu que la section de cette armature secondaire ne soit pas inférieure à 0,05 % de la section transversale de l'élément, considérée comme le produit de sa largeur utile et de sa hauteur utile.

(5) Lorsque l'élément requiert la présence d'une armature résistant au cisaillement (voir 6.7.3), il convient que la section de l'armature d'effort tranchant ne soit pas inférieure à 0,05 % de la section transversale de l'élément, considérée comme le produit de sa largeur utile et de sa hauteur utile.

**8.2.4 Dimension de l'armature**

(1)P La dimension maximale de l'armature utilisée doit permettre un enrobage convenable de ce dernier dans le mortier ou le béton de remplissage.

(2) Il convient que l'armature sous forme de barre ait un diamètre minimal de 5 mm.

(3)P La dimension maximale de l'armature utilisée doit être telle que les contraintes d'adhérence, telles qu'indiquées en 8.2.5 ne sont pas dépassées et que l'enrobage de l'armature, tel qu'indiqué en 8.2.2 est respecté.

**8.2.5 Ancrage et recouvrements****8.2.5.1 Ancrage de l'armature soumis à la traction et à la compression**

(1)P La longueur d'ancrage de l'armature doit être suffisante de manière à pouvoir transmettre les forces internes auxquelles elle est soumise au mortier ou au béton de remplissage et à prévenir toute fissuration ou tout écaillage longitudinal(e) de la maçonnerie.

(2) Il convient de réaliser l'ancrage par ancrage droit, en crochets, en crosse ou en boucles tels que représentés à la Figure 8.3. La transmission des contraintes peut également se faire par un dispositif mécanique approprié éprouvé par des essais.

(3) Il est recommandé de ne pas utiliser les ancres droits ou courbes (voir Figure 8.3 (a) et (b)) pour l'ancrage d'acier lisse d'armature de plus de 8 mm de diamètre. Il y a lieu de ne pas utiliser les crochets, crosses ou boucles pour l'ancrage d'armature en compression.



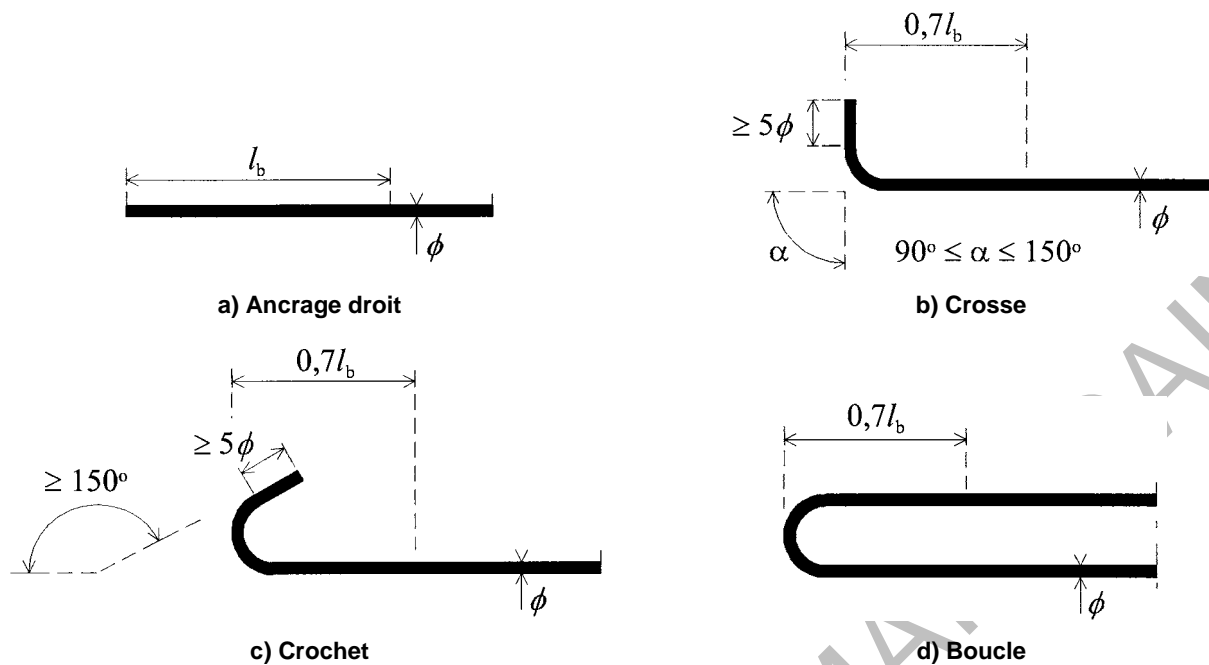


Figure 8.3 — Ancrages

(4) Il convient de déterminer la longueur des ancrages droits  $l_b$  requis pour une barre, supportant une contrainte d'adhérence constante, à partir de :

$$\boxed{\text{AC}} l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bod}} \boxed{\text{AC}} \quad \dots (8.1)$$

où :

$\phi$  est le diamètre effectif de l'armature ;

$f_{yd}$  est la résistance de calcul de l'armature, obtenue à partir de 2.4.1 et 3.4.2 ;

$f_{bod}$  est la contrainte de calcul d'adhérence de l'armature, obtenue à partir du Tableau 3.5 ou 3.6 et 3.6.4, le cas échéant, ainsi qu'à partir de 2.4.1.

(5) Pour les barres dont les extrémités sont des crochets, crosses et boucles (voir Figure 8.3 (b), (c) et (d)), la longueur d'ancrage en traction peut être réduite à  $0,7 l_b$ .

(6) Lorsqu'une section d'armature supérieure à celle requise par le calcul est prévue, la longueur d'ancrage peut être réduite proportionnellement à condition que :

(i) pour l'acier l'armature tendue, la longueur d'ancrage ne soit pas inférieure à la plus grande des valeurs ci-après :

- $0,3 l_b$ , ou
- 10 fois le diamètre des barres, ou
- 100 mm.

(ii) pour l'armature en compression, la longueur d'ancrage ne soit pas inférieure à la plus grande des valeurs ci-après :

- $0,6 l_b$ , ou
- 10 fois le diamètre des barres, ou
- 100 mm.

EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

(7) Dans le cas d'un ancrage des barres d'armatures, il convient de prévoir une armature transversale répartie uniformément le long de la longueur d'ancrage, avec au moins une barre d'armature placée dans la partie recourbée (voir Figure 8.3 (b), (c) et (d)). Il convient que la section totale de l'armature transversale ne soit pas inférieure à 25 % de la section d'une barre d'armature.

(8) Lorsque les armatures préfabriquées pour joints d'assise sont utilisées, la longueur doit tenir compte de la résistance caractéristique d'ancrage déterminée par essais conformément à l'EN 846-2.

**8.2.5.2 Recouvrement de l'armature soumise à la traction et à la compression**

(1)P La longueur de recouvrement doit être suffisante pour transmettre les efforts de calcul.

(2) Il convient de calculer la longueur de recouvrement entre deux barres d'armature conformément à 8.2.5.1, sur la base de la plus petite des deux barres en recouvrement.

(3) La longueur de recouvrement prévue entre deux barres d'armature est généralement la suivante :

- $l_b$  pour les barres en compression et pour les barres d'armatures tendues lorsque moins de 30 % des barres dans la section sont en recouvrement et lorsque la distance libre entre les barres en recouvrement dans une direction transversale n'est pas inférieure à 10 diamètres de barres et que le béton ou mortier d'enrobage n'est pas inférieur à 5 diamètres de barres ;
- $1,4 l_b$  pour les barres tendues lorsque 30 % des barres ou plus dans la section sont en recouvrement ou si la distance libre entre les barres en recouvrement dans une direction transversale est inférieure à 10 diamètres de barres ou si l'enrobage par le béton ou mortier est inférieur à 5 diamètres de barres ;
- $2 l_b$  pour les barres tendues lorsque 30 % des barres ou plus dans la section sont en recouvrement et lorsque la distance libre entre les barres en recouvrement est inférieure à 10 diamètres de barres ou si l'enrobage par le béton ou mortier est inférieur à 5 diamètres de barres.

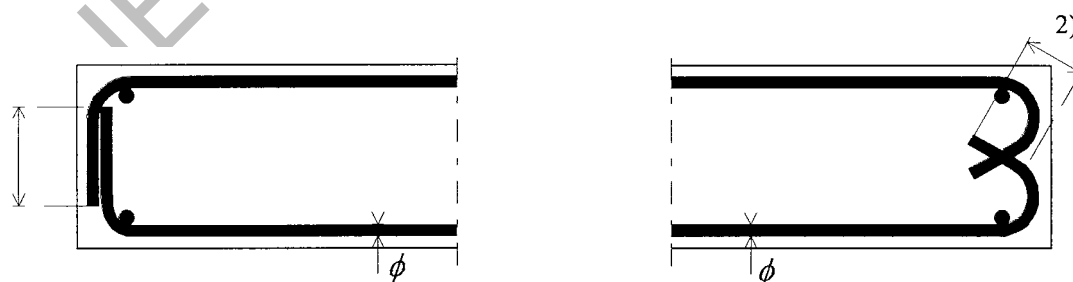
(4) Il convient que les recouvrements des barres d'armatures ne se situent pas dans les sections de contraintes élevées ni aux points de changement des dimensions d'une section, par exemple, un décrochement de l'épaisseur d'un mur. Il est recommandé que l'espacement entre deux barres à recouvrement ne soit pas inférieur à la plus grande des valeurs de deux diamètres de barres ou à 20 mm.

(5) Lorsque les armatures préfabriquées pour joints d'assise sont utilisées, la longueur de recouvrement doit tenir compte de la résistance caractéristique d'ancrage déterminée par essais conformément à l'EN 846-2.

**8.2.5.3 Ancrage des armatures d'effort tranchant**

(1) Il convient de réaliser l'ancrage de l'armature d'effort tranchant, y compris les étriers, au moyen de crochets ou de boucles (voir Figures 8.3 (b) et (c)) selon les cas, avec une barre longitudinale passant à l'intérieur du crochet ou de la boucle.

(2) L'ancrage est considéré satisfaisant lorsque le développé du crochet correspond à la plus grande des longueurs de 5 diamètres de barres ou 50 mm et celui de la boucle à la plus grande des longueurs de 10 diamètres de barres ou 70 mm (voir Figure 8.4).



Légende

1)  $10 \phi$  ou 70 mm, selon la plus grande des deux valeurs

a) Avec des boucles

Légende

2)  $5 \phi$  ou 50 mm, selon la plus grande des deux valeurs

b) Avec des crochets

Figure 8.4 — Ancrage d'une armature d'effort tranchant

#### 8.2.5.4 Implantation de l'armature tendue

(1) Dans chaque élément soumis à la flexion, il convient que toutes les barres d'armature s'étendent, sauf au niveau des supports d'extrémité, au-delà du point auquel leur présence ne se révèle plus nécessaire sur une distance égale à la plus grande des valeurs de la hauteur utile de l'élément ou 12 fois le diamètre de la barre. Le point au niveau duquel l'armature n'est théoriquement plus nécessaire est celui où le moment résistant de calcul de la section, en tenant compte uniquement des barres continues, est égal au moment de calcul appliqué. Il convient toutefois de n'implanter l'armature en zone tendue que si au moins une des conditions ci-après est satisfaite pour toutes les combinaisons des charges de calcul considérées :

- les barres d'armature comprennent au moins la longueur d'ancrage correspondante à leur résistance de calcul au point où elles ne sont plus requises pour résister à la flexion ;
- la résistance de calcul au cisaillement dans la section où l'armature s'arrête est supérieure à deux fois l'effort tranchant dû aux charges de calcul, dans cette section ;
- les barres continues d'armature dans la section où l'armature s'arrête ont une section double de celle nécessaire pour résister au moment fléchissant dans cette section.

(2) Lorsque l'encastrement est faible ou nul pour un élément soumis à la flexion, au moins 25 % de la section d'armature tendue requise à mi-portée est généralement prolongé jusqu'à l'appui. Cette armature peut être ancrée conformément à 8.2.5.1, ou en assurant :

- une longueur utile d'ancrage équivalente à 12 fois le diamètre des barres au delà de l'axe de l'appui, lorsque ni boucle ni crochet n'existe avant cet axe ; ou
- une longueur utile d'ancrage équivalente à 12 fois le diamètre des barres plus  $d/2$  à partir de la face d'appui, où  $d$  est l'épaisseur utile de l'élément et lorsqu'il n'existe pas de boucle avant une distance de  $d/2$  en deçà de la face d'appui.

(3) Lorsque la distance entre la face d'appui et les bords les plus proches d'une charge principale est inférieure à deux fois la hauteur utile, il convient que l'armature principale d'un élément soumis à la flexion franchisse dans sa totalité l'appui et soit prévu avec un ancrage équivalent à 20 fois le diamètre des barres.

#### 8.2.6 Maintien de l'armature comprimée

(1) Les barres d'armature comprimées doivent être convenablement maintenues pour prévenir un flambement local.

(2) Avec les éléments pour lesquels la section d'armature est supérieure à 0,25 % de la section de la maçonnerie et de tout béton de remplissage, et lorsqu'une résistance de calcul sous la charge axiale de plus de 25 % se révèle nécessaire, il convient de prévoir des étriers qui entourent les barres longitudinales.

(3) Lorsque des étriers sont requis, il convient que leur diamètre ne soit pas inférieur à 4 mm ou qu'il corresponde à 1/4 du diamètre maximal des barres longitudinales, selon la plus grande des deux valeurs, et il y a lieu que l'espacement ne soit pas supérieur à la plus petite des valeurs ci-dessous :

- la dimension latérale la plus petite du mur ;
- 300 mm ;
- 12 fois le diamètre des barres principales.

(4) Il convient que les barres verticales d'armature d'arête soient maintenues par un coude intérieur au niveau de chaque étrier, l'angle de ce coude ne dépassant généralement pas 135°. Les barres verticales intérieures n'ont besoin d'être maintenues par un coude intérieur qu'au niveau d'un étrier sur deux.

**EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)****8.2.7 Espacement des armatures**

- (1)P L'espacement des armatures doit être suffisant pour couler et compacter le béton de remplissage ou le mortier.
- (2) Il convient que la distance libre entre deux armatures adjacentes parallèles ne soit pas inférieure à la dimension maximale du granulat plus 5 mm, ou le diamètre des barres, ou 10 mm, selon la plus grande de ces valeurs.
- (3) Il convient que l'espacement des armatures tendues ne dépasse pas 600 mm.
- (4) Lorsque l'armature principale est concentrée dans des alvéoles ou des évidements d'éléments creux ou des évidements de faible dimension formés par la disposition des éléments, il convient que l'aire totale de l'armature principale n'excède pas 4 % de la section transversale brute du remplissage dans l'alvéole ou l'évidement, sauf au niveau des recouvrements où elle n'excède généralement pas 8 %.
- (5) Lorsqu'un espacement plus large que celui autorisé en (4) est requis pour que l'acier d'armature principal puisse être concentré dans des évidements prévus à cet effet, il convient de limiter le nombre des ailes de la section armée conformément à 6.6.3 et l'espacement peut atteindre 1,5 m.
- (6) Lorsque la présence d'armature d'effort tranchant se révèle nécessaire, il y a lieu que l'espacement des étriers ne soit pas supérieur à  $0,75 \times$  la hauteur utile de l'élément ou à 300 mm, selon la plus petite des deux valeurs.
- (7) Les armatures préfabriquées pour joints d'assise placées dans des lits de pose sont généralement espacées selon des axes distants au maximum de 600 mm.

**8.3 Dispositions constructives relatives à la précontrainte**

- (1) Il convient que les dispositions constructives relatives aux dispositifs de précontrainte soient conformes à l'EN 1992-1-1.

**8.4 Dispositions constructives relatives à la maçonnerie confinée**

- (1)P Les murs de maçonnerie confinée doivent comporter des éléments de confinement en béton armé verticaux et horizontaux ou des éléments de confinement en maçonnerie armée de sorte qu'ils agissent de concert comme un ouvrage structural unique lorsqu'ils sont soumis à des actions.
- (2)P Les éléments de confinement supérieurs et latéraux doivent être coulés après construction de la maçonnerie de sorte que leur ancrage puisse être correctement effectué.
- (3) Il convient de prévoir des éléments de confinement au niveau de chaque plancher, à chaque intersection de murs et des deux côtés de chaque ouverture d'une surface supérieure à  $1,5 \text{ m}^2$ . La présence d'éléments de confinement supplémentaires peut être requise dans les murs de sorte que l'espacement maximal, tant horizontal que vertical soit de 4 m.
- (4) Il convient que les éléments de confinement aient une section transversale au moins égale à  $0,02 \text{ m}^2$ , avec une dimension minimale de 150 mm au niveau du plan du mur, et qu'ils comportent des armatures longitudinales ayant une section minimale équivalant à 0,8 % de la section transversale de l'élément de confinement, sans toutefois être inférieure à  $200 \text{ mm}^2$ . Il est également recommandé de prévoir des étriers d'un diamètre minimal de 6 mm, avec un espacement maximal de 300 mm. Les dispositions constructives relatives aux armatures sont généralement conformes à 8.2.
- (5) Dans le cas des murs de maçonnerie confinée utilisant des éléments des groupes 1 et 2, il convient que le recouvrement des éléments adjacents aux éléments de confinement s'effectue selon les règles prescrites en 8.1.4 pour l'adhérence de la maçonnerie. Il convient, alternativement, d'adopter une armature au moins égale à des barres de 6 mm ou équivalent avec un espacement maximal de 300 mm, solidement ancrées dans le béton de remplissage et dans les joints de mortier.

## 8.5 Liaison des murs

### 8.5.1 Liaison des murs avec les planchers et les toitures

#### 8.5.1.1 Généralités

(1)P Lorsque les murs sont prévus pour être tenus par les planchers et les toitures, ils doivent être liés à ces derniers de façon à assurer le transfert des charges latérales de calcul aux éléments raidisseurs.

(2) Il convient que la transmission des charges latérales aux éléments raidisseurs s'effectue par la structure du plancher ou de la toiture, par exemple, en béton armé ou préfabriqué, ou par des solives en bois munies d'un platelage, si la structure du plancher ou de la toiture est capable de fonctionner en diaphragme, voire par un chaînage périphérique capable de transmettre les effets des efforts tranchants et moments fléchissants résultants. Il convient d'assurer la capacité de reprise des charges de transfert soit par la résistance au frottement des appuis des ouvrages structuraux sur des murs de maçonnerie, soit par des feuillards métalliques (ancrages) ou une fixation d'extrémité appropriée.

(3)P Lorsqu'un plancher ou une toiture s'appuie sur un mur, la longueur d'appui doit être suffisante pour permettre la capacité portante et la résistance au cisaillement requises, en tenant compte des tolérances de fabrication et d'exécution.

(4) Il convient que la longueur d'appui minimale des planchers ou des toitures sur les murs soit telle que requise par le calcul.

#### 8.5.1.2 Liaison par feuillards d'ancrage

(1)P Lorsque des feuillards d'ancrage sont utilisés, ils doivent être capables de transmettre les charges latérales entre le mur et l'ouvrage structural qui limite ses déformations.

(2) Lorsque la surcharge sur le mur est négligeable, par exemple, à la jonction entre une pointe de pignon et la toiture, il est tout particulièrement nécessaire de s'assurer que la liaison entre les feuillards et le mur est efficace.

(3) Il convient que l'espacement des feuillards d'ancrage entre les murs et les planchers ou toitures ne soit pas supérieur à 2 m pour les constructions pouvant comporter jusqu'à 4 étages, et à 1,25 m pour des constructions plus élevées.

#### 8.5.1.3 Liaison par résistance au frottement

(1)P Lorsque des planchers ou des toitures en béton ou des chaînages périphériques en béton reposent directement sur un mur, la résistance au frottement doit être capable de transmettre les charges latérales.

#### 8.5.1.4 Attaches et chaînages périphériques

(1) Lorsque les charges latérales doivent être transmises aux éléments raidisseurs par l'intermédiaire de poutres ou d'attaches de chaînages périphériques, il convient de placer ces dernières au niveau de chaque plancher ou directement en dessous. Les attaches de chaînages périphériques peuvent être en béton armé, maçonnerie armée, acier ou bois et il convient qu'elles soient capables de supporter un effort de calcul en traction de 45 kN.

(2) Lorsque les attaches de chaînages périphériques ne sont pas continues, il convient de prendre des mesures supplémentaires pour assurer la continuité.

(3) Il convient que les attaches de chaînages périphériques en béton armé comportent au moins deux barres d'acier d'armature d'une section minimale de 150 mm<sup>2</sup>. Il est recommandé de calculer les recouvrements conformément à l'EN 1992-1-1 et de les échelonner, si possible. Les armatures continues parallèles peuvent être prises en compte avec leur section transversale complète à condition qu'elles soient situées sur des planchers ou des linteaux de fenêtre à une distance maximale de 0,5 m par rapport au centre du mur du plancher, respectivement.

(4) Lorsque des planchers ne pouvant fonctionner en diaphragme sont utilisés, ou lorsque des bandes de glissement sont disposées sous les appuis de plancher, le raidissement horizontal des murs est généralement assuré par des chaînages périphériques ou des dispositions statiquement équivalentes.

## EN 1996-1-1:2005+A1:2012 (F)

**8.5.2 Liaison entre les murs****8.5.2.1 Intersections**

(1) P Des murs porteurs concourants doivent être liés entre eux de telle sorte que les charges verticales et latérales requises puissent se transmettre entre eux.

(2) Il convient que la liaison à l'intersection des murs soit réalisée par :

— une maçonnerie liaisonnée (voir 8.1.4) ;

ou

— des ancrages ou des armatures pénétrant à l'intérieur de chaque mur.

(3) Il convient de monter simultanément les murs porteurs qui s'entrecroisent.

**8.5.2.2 Murs creux et murs d'habillage**

(1) P Les deux parois d'un mur creux doivent être efficacement liées entre elles.

(2) Il convient que les attaches liant les deux parois d'un mur creux ne soient pas inférieures au nombre calculé selon 6.5, le cas échéant, ni être inférieures à  $n_{tmin}$  par m<sup>2</sup>.

NOTE 1 Les prescriptions relatives à l'utilisation des attaches sont indiquées dans l'EN 1996-2.

NOTE 2 Lorsque des éléments de liaison, par exemple, des armatures préfabriquées pour joints d'assise, sont utilisés pour lier deux parois d'un mur, il convient de traiter chaque élément d'attache comme une attache de mur.

NOTE 3 L'Annexe Nationale donne la valeur de  $n_{tmin}$  devant être utilisée dans un pays donné ; la valeur recommandée est 2.

**8.5.2.3 Murs composites (liaisonnés par pattes)**

(1) P Les deux parois d'un mur composite (liaisonné par pattes) doivent être efficacement liées entre elles.

(2) Les attaches de liaison d'un mur composite, calculées selon  $\overline{AC}$  6.5(4)  $\overline{AC}$ , présentent généralement une section transversale suffisante comportant pas moins de  $j$  attaches par mètre carré du mur composite, et il convient de les répartir de manière uniforme.

NOTE 1 Certaines formes d'armatures préfabriquées pour joints d'assise peuvent également servir d'attaches entre les deux parois d'un mur composite (voir EN 845-3).

NOTE 2 L'Annexe Nationale donne la valeur de  $j$  devant être utilisée dans un pays donné ; la valeur recommandée est 2.

**8.6 Saignées et réservations au niveau des murs****8.6.1 Généralités**

(1) P Les saignées et les réservations ne doivent pas affecter la stabilité du mur.

(2) Il convient que les saignées et les réservations ne traversent pas les linteaux ou autres éléments structuraux intégrés dans le mur, ni qu'elles soient autorisées dans les ouvrages de maçonnerie armée à moins que cela ne soit explicitement permis par le concepteur.

(3) Dans les murs creux, il est recommandé que les saignées et les réservations soient considérées séparément pour chaque paroi.

**8.6.2 Saignées et réservations verticales**

(1) La réduction de résistance aux charges verticales, au cisaillement et à la flexion résultant des saignées et des réservations verticales peut être négligée si ces dernières ne dépassent pas les limites  $t_{ch,v}$  ; la profondeur de la réservation ou de la saignée inclue la profondeur de toute alvéole qui serait atteinte en exécutant la réservation ou la saignée. Si ces limites sont dépassées, il y a lieu de vérifier la résistance aux charges verticales, au cisaillement et à la flexion par le calcul, la section de maçonnerie étant réduite par l'étendue des saignées ou des réservations.

NOTE L'Annexe Nationale donne les valeurs  $t_{ch,v}$  devant être utilisées dans un pays donné. Les valeurs recommandées sont données dans le tableau ci-dessous.

**Tailles des saignées et des réservations verticales en maçonnerie, admises sans calcul**

Épaisseur du mur mm	Saignées et réservations constituées après construction de la maçonnerie		Saignées et réservations constituées au cours de la construction de la maçonnerie	
	Hauteur max mm	Largeur max mm	Épaisseur minimale de mur restante mm	Largeur max mm
85 — 115	30	100	70	300
116 — 175	30	125	90	300
176 — 225	30	150	140	300
226 — 300	30	175	175	300
> 300	30	200	215	300

NOTE 1 Il convient que la profondeur maximale d'une saignée ou d'une réservation inclue celle des trous atteints pendant la réalisation d'une saignée ou d'une réservation.

NOTE 2 Des saignées verticales qui ne s'étendent pas sur plus d'un tiers de la hauteur libre au-dessus du niveau du plancher peuvent avoir une profondeur jusqu'à 80 mm et une largeur jusqu'à 120 mm si l'épaisseur du mur est de 225 mm ou plus.

NOTE 3 Il est recommandé que la distance horizontale entre des saignées adjacentes ou entre une saignée et une réservation ou une ouverture ne soit pas inférieure à 225 mm.

NOTE 4 Il convient que la distance horizontale entre deux réservations adjacentes, qu'elles soient d'un même côté ou sur les côtés opposés du mur, ou entre une réservation et une ouverture ne soit pas inférieure à deux fois la largeur de la plus large des deux réservations.

NOTE 5 Il convient que la largeur cumulée des saignées et réservations verticales ne dépasse pas 0,13 fois la longueur du mur.

**8.6.3 Saignées horizontales et inclinées**

(1) Il convient de localiser les saignées à moins d'un huitième de la hauteur libre du mur, au-dessus ou au-dessous du niveau du plancher. La profondeur totale, y compris celle d'une alvéole qui serait atteinte lors de l'exécution de la saignée, doit être inférieure à  $t_{ch,h}$  à condition que l'excentricité soit inférieure à  $t/3$  dans la zone de la saignée. Si ces limites sont dépassées, il est recommandé de vérifier la résistance aux charges verticales, au cisaillement et en flexion par le calcul en tenant compte de la réduction de la section traversée par la saignée.

NOTE L'Annexe Nationale donne les valeurs  $t_{ch,h}$  devant être utilisées dans un pays donné. Les valeurs recommandées sont données dans le tableau ci-dessous.

**Tailles des saignées horizontales et inclinées en maçonnerie, admises sans calcul**

Épaisseur du mur mm	Profondeur maximale mm	
	Longueur non limitée	Longueur $\leq 1\ 250$ mm
85 — 115	0	0
116 — 175	0	15
176 — 225	10	20
226 — 300	15	25
plus de 300	20	30

NOTE 1 Il convient que la profondeur maximale de la saignée inclue celle des alvéoles atteintes pendant la réalisation d'une saignée.

NOTE 2 Il est recommandé que la distance horizontale entre la fin d'une saignée et une ouverture ne soit pas inférieure à 500 mm.

NOTE 3 Il convient que la distance horizontale entre les saignées adjacentes de longueur limitée, qu'elles soient d'un même côté ou sur les côtés opposés du mur, ne soit pas inférieure au double de la longueur de la saignée la plus longue.

NOTE 4 Dans les murs d'épaisseur supérieure à 175 mm, la profondeur admise de la saignée peut être augmentée de 10 mm si des outils permettent de tailler une saignée avec précision à la profondeur requise. Si de tels outils sont utilisés, des saignées de 10 mm de profondeur maximum peuvent être réalisées des deux côtés de murs dont l'épaisseur est au moins égale à 225 mm.

NOTE 5 Il convient que la largeur d'une saignée ne dépasse pas la moitié de l'épaisseur résiduelle du mur.

## 8.7 Coupures de capillarité

(1)P Les coupures de capillarité (bandes de coupure d'humidité) doivent être capables de transmettre les charges de calcul horizontales et verticales sans subir ni causer de dommage ; elles doivent avoir un coefficient de frottement superficiel suffisant pour empêcher tout mouvement intempestif de la maçonnerie reposant sur elles.

**A1**  
NOTE Il est recommandé de n'insérer aucune coupure de capillarité entre la partie préfabriquée et l'élément complémentaire d'un linteau composite. Si cette insertion est considérée nécessaire, la coupure doit être capable de résister aux efforts de cisaillement horizontaux ayant lieu à l'interface et à la compression verticale. (Voir 6.6.5 (4) et 6.6.5 (5)). **A1**

## 8.8 Mouvement d'origine thermique et de longue durée

(1)P Il doit être tenu compte des effets des mouvements de manière que les propriétés de la maçonnerie n'en soient pas affectées défavorablement.

NOTE L'EN 1996-2 fournit des informations concernant les effets liés à la liberté de mouvement de la maçonnerie.

# Section 9 Exécution

## 9.1 Généralités

(1)P Tous les ouvrages doivent être réalisés conformément aux détails spécifiés dans les tolérances admises.

(2)P Tous les ouvrages doivent être exécutés par une main d'œuvre convenablement compétente et expérimentée.

(3) Lorsque les prescriptions de l'EN 1996-2 sont suivies, il peut être supposé que (1)P et (2)P sont satisfaits.

## 9.2 Calcul d'ouvrages structuraux

(1) Il convient de prendre en considération la stabilité globale de la structure ou des murs individuels lors de la construction ; lorsque des mesures spéciales se révèlent nécessaires pour les ouvrages réalisés sur chantier, il convient de les préciser.

## 9.3 Chargement de la maçonnerie

(1)P La maçonnerie ne doit pas être chargée avant d'avoir atteint une résistance suffisante pour supporter la charge sans dommage.

(2) Il convient de ne pas remblayer contre un mur de soutènement jusqu'à ce que le mur soit capable de résister aux charges engendrées par le remblayage, en tenant compte des efforts de compactage ou des vibrations.

(3) Il convient d'accorder une attention toute particulière aux murs momentanément non appuyés en cours de construction, mais qui peuvent être soumis à des charges de vent ou de construction, et il est recommandé de prévoir un étaielement momentané, si nécessaire, pour assurer la stabilité.



## Annexe A

(informative)

### Prise en considération des coefficients partiels relatifs à l'exécution

(1) Lorsqu'un pays donné associe une ou plusieurs classes, de  $g_M$  indiquées en 2.4.3 au contrôle d'exécution, il convient de tenir compte des éléments suivants dans la différenciation de la ou des classes, de  $\gamma_M$  :

- disponibilité d'un personnel convenablement qualifié et expérimenté, employé par l'entrepreneur pour l'encadrement des travaux ;
- disponibilité d'un personnel convenablement qualifié et expérimenté, indépendant de l'encadrement de l'entreprise, pour la surveillance des travaux ;

NOTE Dans le cas de contrats de Conception-Construction, le concepteur peut être considéré comme une personne indépendante de l'organisation de la construction pour les besoins de la surveillance des travaux, sous réserve que le concepteur soit une personne convenablement qualifiée qui rend compte au responsable indépendamment de l'équipe de construction du chantier.

- évaluation des propriétés in situ du mortier et du béton de remplissage ;
- mode de mélange des mortiers et de dosage des constituants, par exemple, soit en poids soit par récipients convenablement étalonnés.

PROJET DE NORME EUROPEENNE

## Annexe B

(informative)

### Méthode de calcul de l'excentricité d'une palée de contreventement

(1) Lorsque les éléments raidisseurs ne satisfont pas à 5.4(2), il convient de calculer l'excentricité totale d'une palée de contreventement due à une déformation,  $e_t$ , dans toute direction appropriée, à partir de l'équation suivante :

$$e_t = n \cdot \left( \frac{M_d}{N_{Ed}} + e_c \right) \quad \dots (B.1)$$

où :

$M_d$  est le moment de calcul en flexion au niveau inférieur de la palée, calculé à l'aide de la théorie linéaire d'élasticité ;

$N_{Ed}$  est la charge de calcul verticale au niveau inférieur de la palée, calculée à l'aide de la théorie linéaire d'élasticité ;

$e_c$  est l'excentricité complémentaire ;

$n$  est le facteur de majoration applicable à la raideur en rotation de l'appui de l'ouvrage structural considéré.

(2) L'excentricité complémentaire  $e_c$  et le facteur de majoration  $n$  peuvent être calculés à partir des équations (B.2) et (B.3) (voir Figure B.1) :

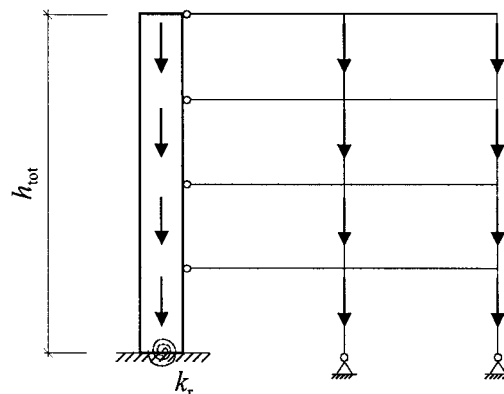


Figure B.1 — Représentation d'une palée de contreventement

$$n = \frac{k_r}{k_r - 0,5 N_d \cdot h_{tot} \cdot \frac{Q_d}{N_d}} \quad \dots (B.2)$$

$$e_c = \frac{Q_d}{N_d} \cdot 4,5 d_c \cdot \left( \frac{h_{tot}}{100 d_c} \right)^2 \quad \dots (B.3)$$

où :

$k_r$  est la raideur en rotation de la liaison, en Nmm/rad ;

NOTE La liaison peut s'effectuer à partir des fondations — voir l'EN 1997 — ou d'une autre partie de la structure, par exemple un soubassement.

$h_{tot}$  est la hauteur totale du mur ou de la palée à partir des fondations, en mm ;

$d_c$  est la plus grande dimension de la section transversale de la palée dans la direction de flexion, en millimètre ;

$N_d$  est la valeur de calcul de la charge verticale au pied de la palée, en N ;

$Q_d$  est la valeur de calcul de la charge verticale totale, de la partie de la construction stabilisée par la palée prise en considération.

**Annexe C**  
(informative)

**Méthode simplifiée pour le calcul de l'excentricité  
de la charge appliquée sur les murs**

(1) Pour calculer l'excentricité de la charge sur un mur, la jonction entre le mur et le plancher peut être simplifiée en utilisant des sections non fissurées et en supposant un comportement élastique des matériaux ; une analyse structurelle ou une analyse de la jonction seule peut être utilisée.

(2) L'analyse de la jonction peut être simplifiée telle qu'indiquée à la Figure C.1 ; lorsqu'il y a moins de 4 membres, il convient de négliger ceux qui n'existent pas. Il convient de considérer les extrémités des éléments situés loin de la jonction comme encastées à moins qu'il ne soit connu qu'elles ne reprennent aucun moment, auquel cas elles peuvent être considérées comme articulées. Le moment au nœud 1,  $M_1$ , peut être calculé à partir de l'équation (C.1) et le moment au nœud 2,  $M_2$ , de façon analogue mais en utilisant  $E_2 I_2 / h_2$  au lieu de  $E_1 I_1 / h_1$  au numérateur.

$$M_1 = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[ \frac{w_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{w_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] \quad \dots (C.1)$$

où :

$n_i$  est le facteur de rigidité d'un ouvrage structural, pris égal à 4 pour les éléments fixés aux deux extrémités et à 3 pour les autres ;

$E_i$  est le module d'élasticité de l'élément  $i$ , où  $i = 1, 2, 3$  ou  $4$  ;

NOTE Il est normalement suffisant de prendre les valeurs de  $E$  égales à  $1\,000 f_k$  pour tous les ouvrages de maçonnerie.

$I_i$  est le moment d'inertie de l'élément  $i$ , où  $i = 1, 2, 3$  ou  $4$  (dans le cas d'un mur creux où seule une paroi est portante, il convient de prendre  $I_i$  égal à celui de la seule paroi portante) ;

$h_1$  est la hauteur libre de l'élément 1 ;

$h_2$  est la hauteur libre de l'élément 2 ;

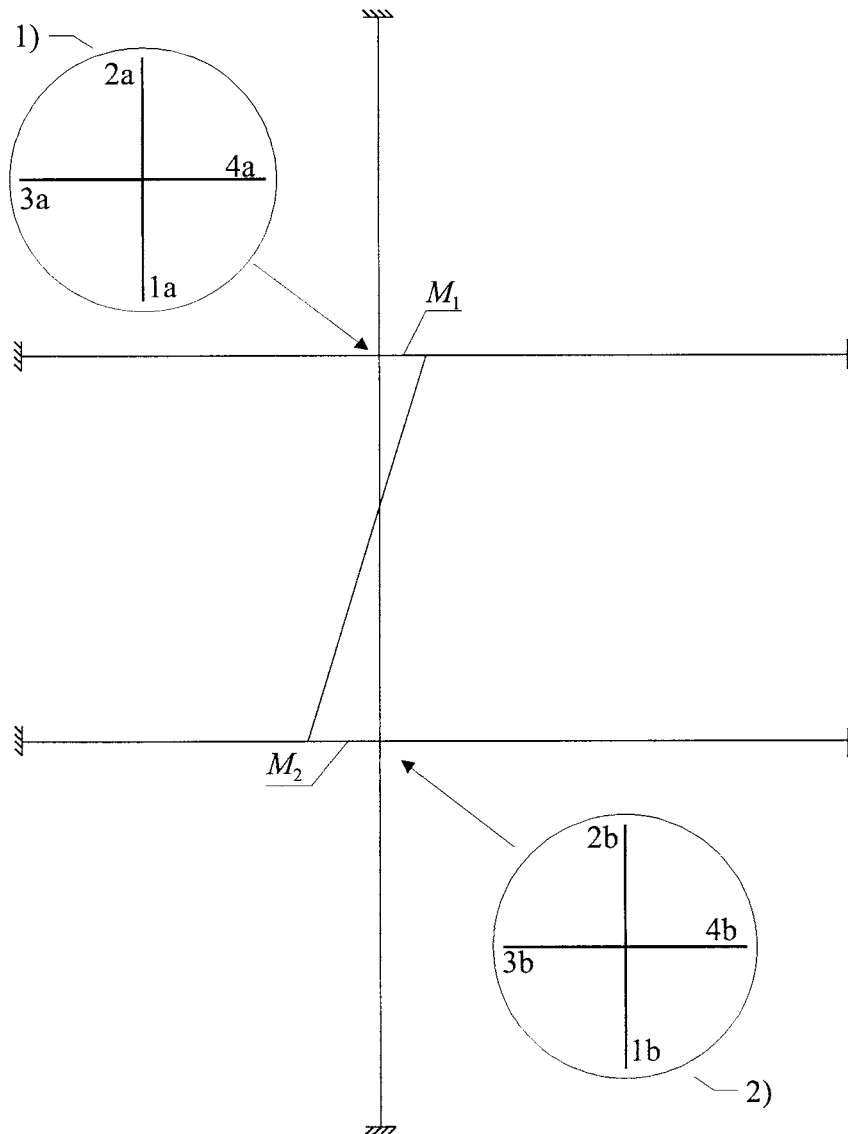
$l_3$  est la portée libre de l'élément 3 ;

$l_4$  est la portée libre de l'élément 4 ;

$w_3$  est la charge de calcul uniformément répartie sur l'élément 3, en utilisant les coefficients partiels de l'EN 1990, effet défavorable ;

$w_4$  est la charge de calcul uniformément répartie sur l'élément 4, en utilisant les coefficients partiels de l'EN 1990, effet défavorable.

NOTE Le modèle simplifié de structure utilisé à la Figure C.1 n'est pas considéré comme adapté lorsque des planchers en solivage bois sont utilisés. Pour de tels cas, se référer à (5) ci-dessous.



**Légende**

- 1 Structure a
- 2 Structure b

NOTE Le moment  $M_1$  est déterminé à partir de la structure a et le moment  $M_2$  est déterminé à partir de la structure b.

**Figure C.1 — Modèle simplifié de la structure**

(3) Les résultats de ces calculs sont le plus souvent prudents en raison du fait que la rigidité réelle, c'est-à-dire le rapport entre le moment réel transmis par un joint et celui qui existerait si le joint était complètement rigide, de la liaison mur plancher ne peut pas être évaluée. Il est autorisé pour le calcul de réduire l'excentricité, obtenue à partir des calculs conformément à (1) ci-dessus, en la multipliant par un coefficient,  $\eta$ .

$\eta$  peut être obtenu de manière expérimentale, ou peut être considéré égal à  $(1 - k_m/4)$

où :

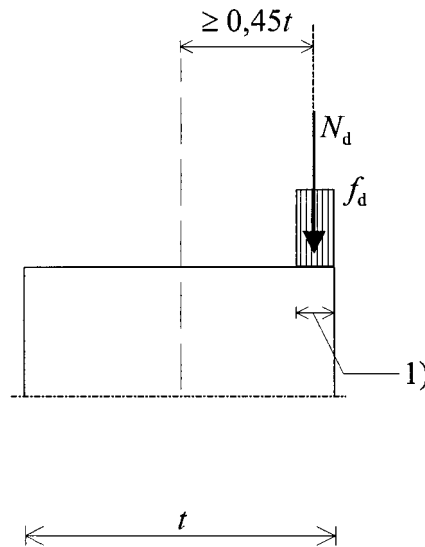
$$k_m = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3} + n_4 \frac{E_4 I_4}{l_4}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2}} \leq 2 \quad \dots (C.2)$$

où les symboles ont la signification qui leur est conférée en (2), ci-dessus.

(4) Si l'excentricité calculée conformément à (2) ci-dessus est supérieure à 0,45 fois l'épaisseur du mur, le calcul peut être fondé sur (5) ci-dessous.

(5) L'excentricité des charges à utiliser dans le calcul peut être fondée sur la charge de calcul qui peut être supportée par la profondeur d'appui minimale requise, sans excéder une largeur d'appui supérieure à 0,1 fois l'épaisseur du mur, côté extérieur du mur, chargé au niveau correspondant à la résistance de calcul du matériau (voir Figure C.2).

NOTE Il convient de se rappeler que le fait de calculer l'excentricité sur la base de la présente annexe peut conduire à une rotation du plancher ou de la poutre suffisante pour créer une fissure sur la face du mur opposée au point d'application de la charge.



**Légende**

1 Profondeur d'appui \$\le 0,1 t\$

**Figure C.2 — Excentricité déduite de la charge de calcul supportée par le diagramme des contraintes**

(6) Lorsqu'un plancher est soutenu sur une partie de l'épaisseur d'un mur, voir Figure C.3, le moment au-dessus du plancher, \$M\_{Edu}\$, et le moment en dessous du plancher, \$M\_{Edf}\$, peuvent être obtenus à partir des expressions C.3 et C.4 ci-dessous, à condition que les valeurs obtenues soient inférieures à celles obtenues en (1), (2) et (3) ci-dessus :

$$M_{Edu} = N_{Edu} \frac{(t - 3a)}{4} \quad \dots (C.3)$$

$$M_{Edf} = N_{Edf} \frac{a}{2} + N_{Edu} \frac{(t + a)}{4} \quad \dots (C.4)$$

où :

\$N\_{Edu}\$ est la charge appliquée par le mur supérieur ;

\$N\_{Edf}\$ est la charge appliquée par le plancher ;

\$a\$ est la distance entre la face du mur et le bord du plancher.

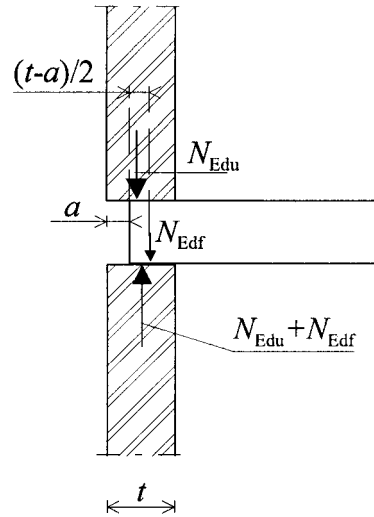


Figure C.3 — Diagramme illustrant les efforts appliqués lorsqu'un plancher est soutenu par une partie de l'épaisseur d'un mur

**Annexe D**

(informative)

**Détermination de  $\rho_3$  et  $\rho_4$**

(1) La présente annexe présente deux graphiques, D.1 et D.2, l'un permettant de déterminer  $\rho_3$  et l'autre permettant de déterminer  $\rho_4$ .

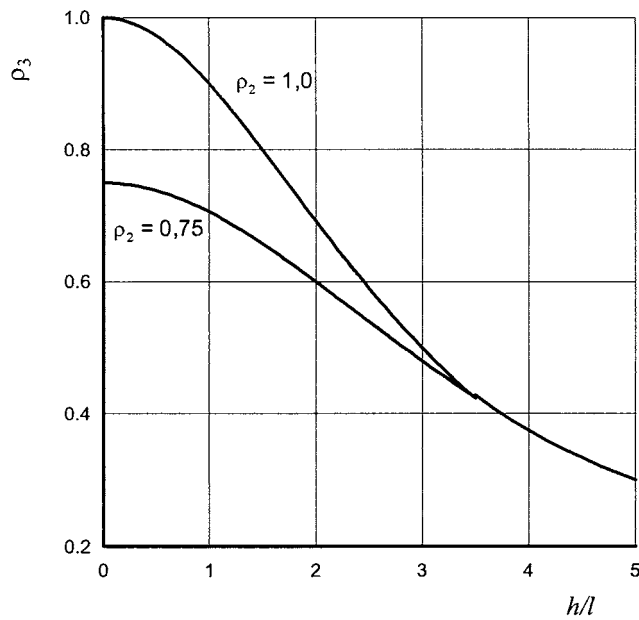


Figure D.1 — Graphique indiquant les valeurs de  $\rho_3$  en utilisant les équations 5.6 et 5.7

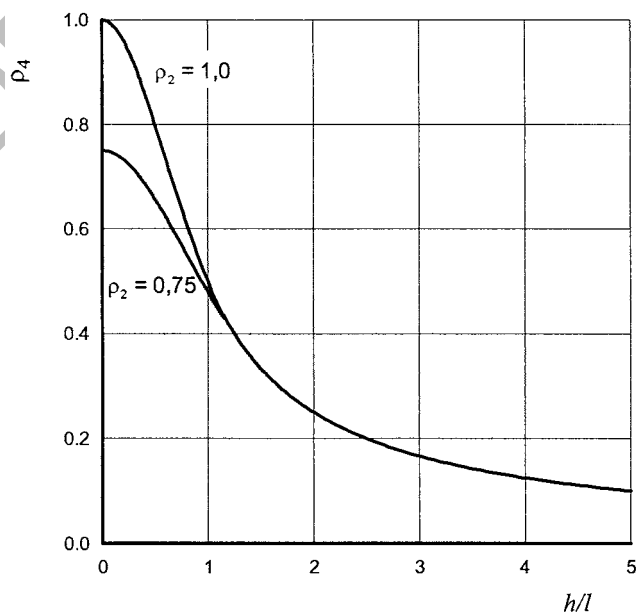
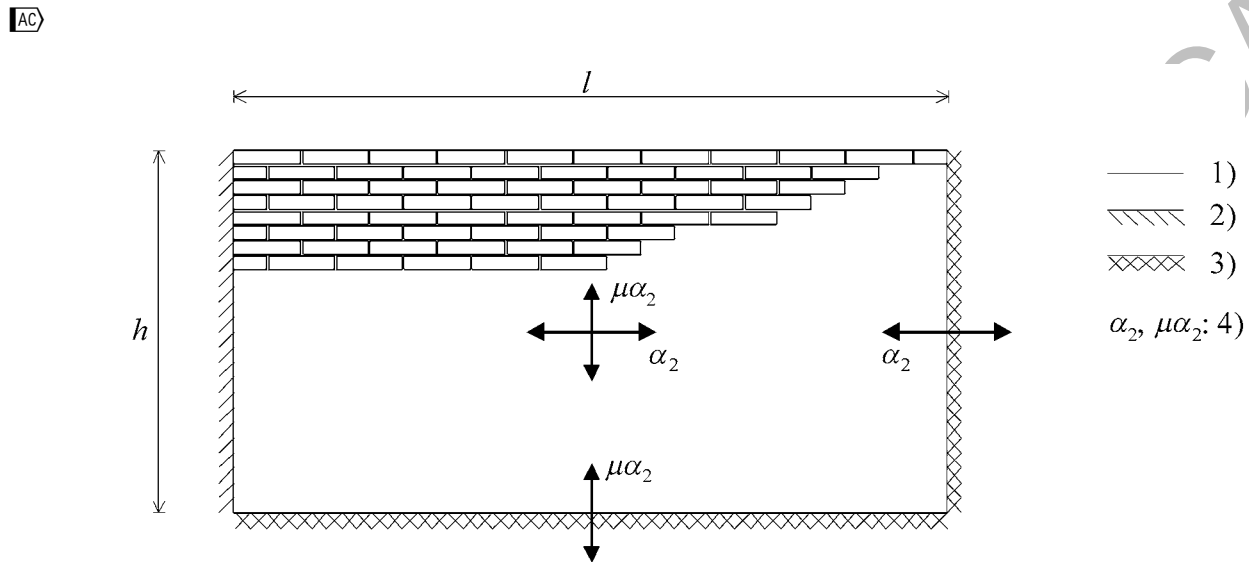


Figure D.2 — Graphique indiquant les valeurs de  $\rho_4$  en utilisant les équations 5.8 et 5.9

**Annexe E**

(informative)

**Coefficients de moment fléchissant,  $\alpha_2$ , de panneaux de murs à une seule paroi soumis à une charge latérale, dont l'épaisseur est inférieure ou égale à 250 mm**



**Légende**

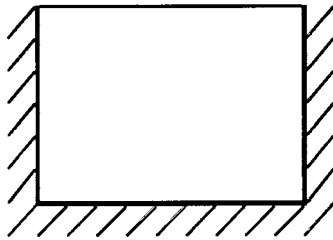
- 1 Bord libre
- 2 Bord appui simple
- 3 Bord entièrement maintenu/continu
- 4  $\alpha_2$ ,  $\mu\alpha_2$ : Coefficients de moment dans les directions indiquées

**Figure E.1 — Légende des différents types d'appuis utilisés dans les tableaux**



Type d'appui de mur

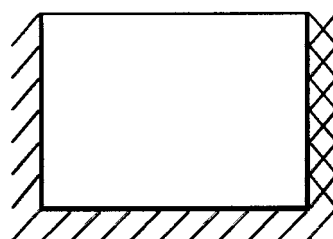
**A**



$\mu$	$h / l$							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,031	0,045	0,059	0,071	0,079	0,085	0,090	0,094
0,90	0,032	0,047	0,061	0,073	0,081	0,087	0,092	0,095
0,80	0,034	0,049	0,064	0,075	0,083	0,089	0,093	0,097
0,70	0,035	0,051	0,066	0,077	0,085	0,091	0,095	0,098
0,60	0,038	0,053	0,069	0,080	0,088	0,093	0,097	0,100
0,50	0,040	0,056	0,073	0,083	0,090	0,095	0,099	0,102
0,40	0,043	0,061	0,077	0,087	0,093	0,098	0,101	0,104
0,35	0,045	0,064	0,080	0,089	0,095	0,100	0,103	0,105
0,30	0,048	0,067	0,082	0,091	0,097	0,101	0,104	0,107
0,25	0,050	0,071	0,085	0,094	0,099	0,103	0,106	0,109
0,20	0,054	0,075	0,089	0,097	0,102	0,105	0,108	0,111
0,15	0,060	0,080	0,093	0,100	0,104	0,108	0,110	0,113
0,10	0,069	0,087	0,098	0,104	0,108	0,111	0,113	0,115
0,05	0,082	0,097	0,105	0,110	0,113	0,115	0,116	0,117

Type d'appui de mur

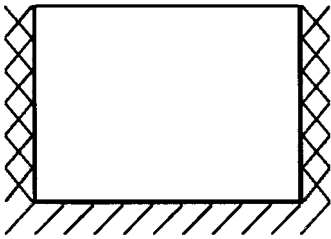
**B**



$\mu$	$h / l$							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,024	0,035	0,046	0,053	0,059	0,062	0,065	0,068
0,90	0,025	0,036	0,047	0,055	0,060	0,063	0,066	0,068
0,80	0,027	0,037	0,049	0,056	0,061	0,065	0,067	0,069
0,70	0,028	0,039	0,051	0,058	0,062	0,066	0,068	0,070
0,60	0,030	0,042	0,053	0,059	0,064	0,067	0,069	0,071
0,50	0,031	0,044	0,055	0,061	0,066	0,069	0,071	0,072
0,40	0,034	0,047	0,057	0,063	0,067	0,070	0,072	0,074
0,35	0,035	0,049	0,059	0,065	0,068	0,071	0,073	0,074
0,30	0,037	0,051	0,061	0,066	0,070	0,072	0,074	0,075
0,25	0,039	0,053	0,062	0,068	0,071	0,073	0,075	0,077
0,20	0,043	0,056	0,065	0,069	0,072	0,074	0,076	0,078
0,15	0,047	0,059	0,067	0,071	0,074	0,076	0,077	0,079
0,10	0,052	0,063	0,070	0,074	0,076	0,078	0,079	0,080
0,05	0,060	0,069	0,074	0,077	0,079	0,080	0,081	0,082

Type d'appui de mur

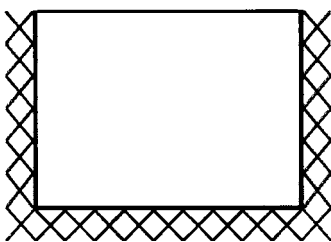
**C**



$\mu$	$h/l$							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,020	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051
0,90	0,021	0,029	0,038	0,043	0,046	0,048	0,050	0,052
0,80	0,022	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
0,70	0,023	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053
0,60	0,024	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053
0,50	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
0,40	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055
0,35	0,029	0,039	0,045	0,049	0,052	0,053	0,054	0,055
0,30	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056
0,25	0,032	0,042	0,048	0,051	0,053	0,054	0,056	0,057
0,20	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,058
0,15	0,037	0,046	0,051	0,053	0,055	0,056	0,057	0,059
0,10	0,041	0,048	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059
0,05	0,046	0,052	0,055	0,057	0,058	0,059	0,059	0,060

Type d'appui de mur

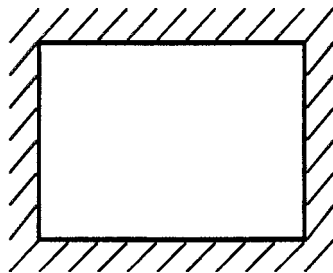
**D**



$\mu$	$h/l$							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,013	0,021	0,029	0,035	0,040	0,043	0,045	0,047
0,90	0,014	0,022	0,031	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
0,80	0,015	0,023	0,032	0,038	0,041	0,044	0,047	0,048
0,70	0,016	0,025	0,033	0,039	0,043	0,045	0,047	0,049
0,60	0,017	0,026	0,035	0,040	0,044	0,046	0,048	0,050
0,50	0,018	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051
0,40	0,020	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
0,35	0,022	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053
0,30	0,023	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053
0,25	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
0,20	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055
0,15	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056
0,10	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,057
0,05	0,041	0,048	0,053	0,055	0,057	0,057	0,058	0,059

Type d'appui de mur

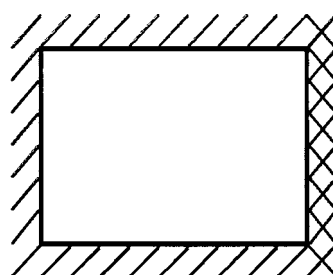
**E**



$\mu$	$h / l$							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,008	0,018	0,030	0,042	0,051	0,059	0,066	0,071
0,90	0,009	0,019	0,032	0,044	0,054	0,062	0,068	0,074
0,80	0,010	0,021	0,035	0,046	0,056	0,064	0,071	0,076
0,70	0,011	0,023	0,037	0,049	0,059	0,067	0,073	0,078
0,60	0,012	0,025	0,040	0,053	0,062	0,070	0,076	0,081
0,50	0,014	0,028	0,044	0,057	0,066	0,074	0,080	0,085
0,40	0,017	0,032	0,049	0,062	0,071	0,078	0,084	0,088
0,35	0,018	0,035	0,052	0,064	0,074	0,081	0,086	0,090
0,30	0,020	0,038	0,055	0,068	0,077	0,083	0,089	0,093
0,25	0,023	0,042	0,059	0,071	0,080	0,087	0,091	0,096
0,20	0,026	0,046	0,064	0,076	0,084	0,090	0,095	0,099
0,15	0,032	0,053	0,070	0,081	0,089	0,094	0,098	0,103
0,10	0,039	0,062	0,078	0,088	0,095	0,100	0,103	0,106
0,05	0,054	0,076	0,090	0,098	0,103	0,107	0,109	0,110

Type d'appui de mur

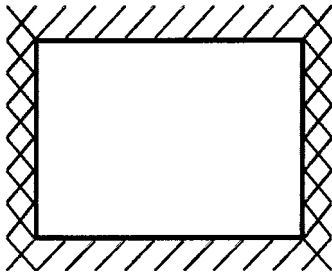
**F**



$\mu$	$h / l$							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,008	0,016	0,026	0,034	0,041	0,046	0,051	0,054
0,90	0,008	0,017	0,027	0,036	0,042	0,048	0,052	0,055
0,80	0,009	0,018	0,029	0,037	0,044	0,049	0,054	0,057
0,70	0,010	0,020	0,031	0,039	0,046	0,051	0,055	0,058
0,60	0,011	0,022	0,033	0,042	0,048	0,053	0,057	0,060
0,50	0,013	0,024	0,036	0,044	0,051	0,056	0,059	0,062
0,40	0,015	0,027	0,039	0,048	0,054	0,058	0,062	0,064
0,35	0,016	0,029	0,041	0,050	0,055	0,060	0,063	0,066
0,30	0,018	0,031	0,044	0,052	0,057	0,062	0,065	0,067
0,25	0,020	0,034	0,046	0,054	0,060	0,063	0,066	0,069
0,20	0,023	0,037	0,049	0,057	0,062	0,066	0,068	0,070
0,15	0,027	0,042	0,053	0,060	0,065	0,068	0,070	0,072
0,10	0,032	0,048	0,058	0,064	0,068	0,071	0,073	0,074
0,05	0,043	0,057	0,066	0,070	0,073	0,075	0,078	0,078

Type d'appui de mur

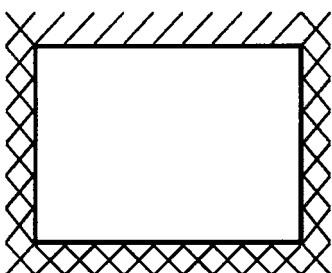
G



$\mu$	$h/l$							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
0,90	0,008	0,015	0,023	0,029	0,034	0,038	0,041	0,043
0,80	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
0,70	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
0,60	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
0,50	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
0,40	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,049
0,35	0,014	0,025	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,050
0,30	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
0,25	0,018	0,028	0,037	0,042	0,046	0,048	0,050	0,052
0,20	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
0,15	0,023	0,034	0,042	0,046	0,049	0,051	0,053	0,055
0,10	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,057
0,05	0,035	0,044	0,050	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058

Type d'appui de mur

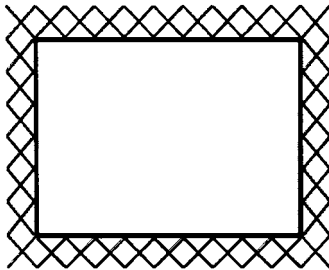
H



$\mu$	$h/l$							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,005	0,011	0,018	0,024	0,029	0,033	0,036	0,039
0,90	0,006	0,012	0,019	0,025	0,030	0,034	0,037	0,040
0,80	0,006	0,013	0,020	0,027	0,032	0,035	0,038	0,041
0,70	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
0,60	0,008	0,015	0,024	0,030	0,035	0,038	0,041	0,043
0,50	0,009	0,017	0,025	0,032	0,036	0,040	0,043	0,045
0,40	0,010	0,019	0,028	0,034	0,039	0,042	0,045	0,047
0,35	0,011	0,021	0,029	0,036	0,040	0,043	0,046	0,047
0,30	0,013	0,022	0,031	0,037	0,041	0,044	0,047	0,049
0,25	0,014	0,024	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,051
0,20	0,016	0,027	0,035	0,041	0,045	0,047	0,049	0,052
0,15	0,019	0,030	0,038	0,043	0,047	0,049	0,051	0,053
0,10	0,023	0,034	0,042	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
0,05	0,031	0,041	0,047	0,051	0,053	0,055	0,056	0,056

Type d'appui de mur

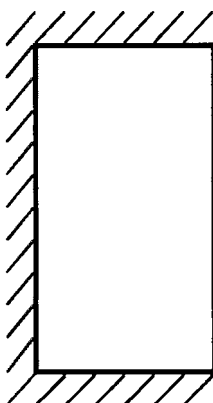
I



$\mu$	$h / l$							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,004	0,009	0,015	0,021	0,026	0,030	0,033	0,036
0,90	0,004	0,010	0,016	0,022	0,027	0,031	0,034	0,037
0,80	0,005	0,010	0,017	0,023	0,028	0,032	0,035	0,038
0,70	0,005	0,011	0,019	0,025	0,030	0,033	0,037	0,039
0,60	0,006	0,013	0,020	0,026	0,031	0,035	0,038	0,041
0,50	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
0,40	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
0,35	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
0,30	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
0,25	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
0,20	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,050
0,15	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
0,10	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
0,05	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,056

Type d'appui de mur

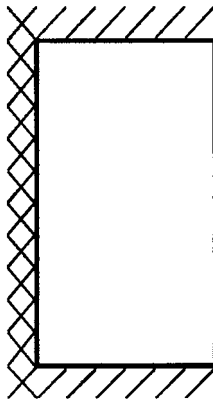
J



$\mu$	$h / l$							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,009	0,023	0,046	0,071	0,096	0,122	0,151	0,180
0,90	0,010	0,026	0,050	0,076	0,103	0,131	0,162	0,193
0,80	0,012	0,028	0,054	0,083	0,111	0,142	0,175	0,208
0,70	0,013	0,032	0,060	0,091	0,121	0,156	0,191	0,227
0,60	0,015	0,036	0,067	0,100	0,135	0,173	0,211	0,250
0,50	0,018	0,042	0,077	0,113	0,153	0,195	0,237	0,280
0,40	0,021	0,050	0,090	0,131	0,177	0,225	0,272	0,321
0,35	0,024	0,055	0,098	0,144	0,194	0,244	0,296	0,347
0,30	0,027	0,062	0,108	0,160	0,214	0,269	0,325	0,381
0,25	0,032	0,071	0,122	0,180	0,240	0,300	0,362	0,428
0,20	0,038	0,083	0,142	0,208	0,276	0,344	0,413	0,488
0,15	0,048	0,100	0,173	0,250	0,329	0,408	0,488	0,570
0,10	0,065	0,131	0,224	0,321	0,418	0,515	0,613	0,698
0,05	0,106	0,208	0,344	0,482	0,620	0,759	0,898	0,959

Type d'appui de mur

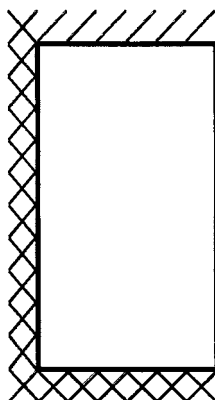
**K**



$\mu$	$h/l$							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,009	0,021	0,038	0,056	0,074	0,091	0,108	0,123
0,90	0,010	0,023	0,041	0,060	0,079	0,097	0,113	0,129
0,80	0,011	0,025	0,045	0,065	0,084	0,103	0,120	0,136
0,70	0,012	0,028	0,049	0,070	0,091	0,110	0,128	0,145
0,60	0,014	0,031	0,054	0,077	0,099	0,119	0,138	0,155
0,50	0,016	0,035	0,061	0,085	0,109	0,130	0,149	0,167
0,40	0,019	0,041	0,069	0,097	0,121	0,144	0,164	0,182
0,35	0,021	0,045	0,075	0,104	0,129	0,152	0,173	0,191
0,30	0,024	0,050	0,082	0,112	0,139	0,162	0,183	0,202
0,25	0,028	0,056	0,091	0,123	0,150	0,174	0,196	0,217
0,20	0,033	0,064	0,103	0,136	0,165	0,190	0,211	0,234
0,15	0,040	0,077	0,119	0,155	0,184	0,210	0,231	0,253
0,10	0,053	0,096	0,144	0,182	0,213	0,238	0,260	0,279
0,05	0,080	0,136	0,190	0,230	0,260	0,286	0,306	0,317

Type d'appui de mur

**L**



$\mu$	$h/l$							
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
1,00	0,006	0,015	0,029	0,044	0,059	0,073	0,088	0,102
0,90	0,007	0,017	0,032	0,047	0,063	0,078	0,093	0,107
0,80	0,008	0,018	0,034	0,051	0,067	0,084	0,099	0,114
0,70	0,009	0,021	0,038	0,056	0,073	0,090	0,106	0,122
0,60	0,010	0,023	0,042	0,061	0,080	0,098	0,115	0,131
0,50	0,012	0,027	0,048	0,068	0,089	0,108	0,126	0,142
0,40	0,014	0,032	0,055	0,078	0,100	0,121	0,139	0,157
0,35	0,016	0,035	0,060	0,084	0,108	0,129	0,148	0,165
0,30	0,018	0,039	0,066	0,092	0,116	0,138	0,158	0,176
0,25	0,021	0,044	0,073	0,101	0,127	0,150	0,170	0,190
0,20	0,025	0,052	0,084	0,114	0,141	0,165	0,185	0,206
0,15	0,031	0,061	0,098	0,131	0,159	0,184	0,205	0,226
0,10	0,041	0,078	0,121	0,156	0,186	0,212	0,233	0,252
0,05	0,064	0,114	0,164	0,204	0,235	0,260	0,281	0,292

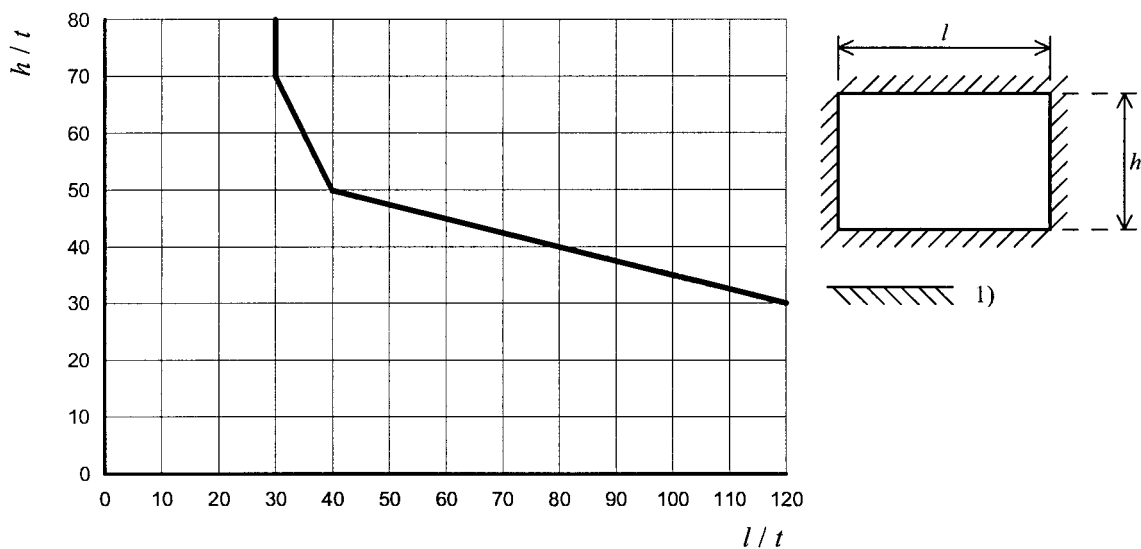
**Annexe F**  
(informative)

**Rapports limites de la hauteur et de la longueur à l'épaisseur pour les murs dans les conditions d'état-limite de service**

(1) Nonobstant la capacité d'un mur à satisfaire l'état-limite ultime, qui doit faire l'objet d'une vérification, il convient de limiter sa dimension à celle qui résulte de l'utilisation des Figures F.1, F.2 ou F.3, selon les conditions de maintien illustrées dans les figures, où  $h$  est la hauteur libre,  $l$  est la longueur et  $t$  l'épaisseur du mur ; dans le cas des murs creux, utiliser  $t_{ef}$  en lieu et place de  $t$ .

(2) Lorsque les murs sont maintenus au sommet et non aux extrémités, il convient de limiter  $h$  à  $30 t$ .

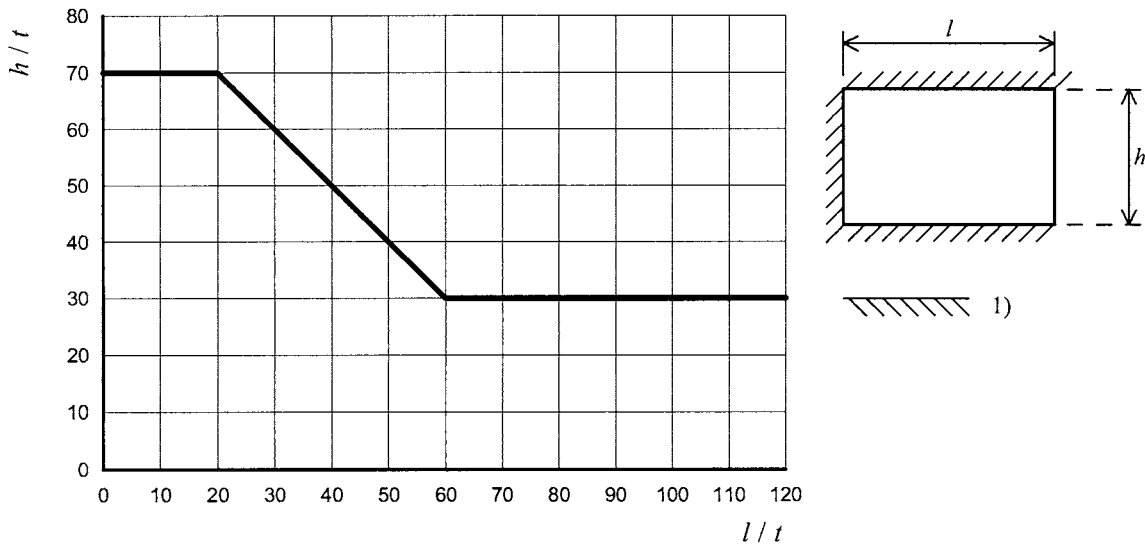
(3) La présente annexe s'applique lorsque l'épaisseur du mur, ou d'une paroi d'un mur creux, n'est pas inférieure à 100 mm.



**Légende**

1 Appui simple ou complètement maintenu

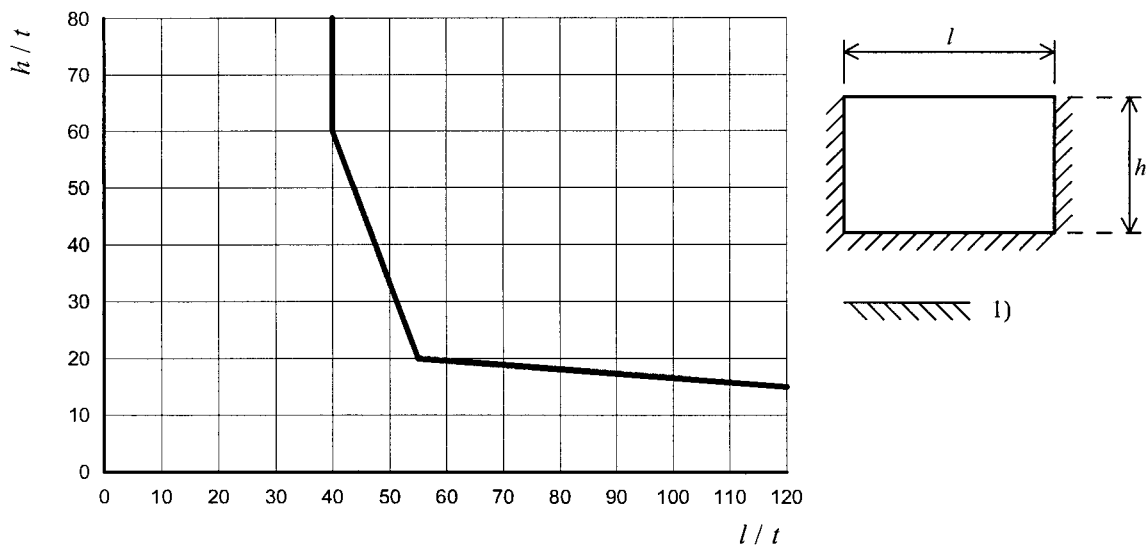
**Figure F.1 — Rapports limites de la hauteur et de la longueur à l'épaisseur des murs maintenus sur leurs quatre bords**



**Légende**

- 1 Appui simple ou complètement maintenu

**Figure F.2 — Rapports limites de la hauteur et de la longueur à l'épaisseur des murs maintenus au pied, au sommet et au niveau d'un bord vertical**



**Légende**

- 1 Appui simple ou complètement maintenu

**Figure F.3 — Rapports limites de la hauteur et de la longueur à l'épaisseur des murs maintenus au niveau des bords, du pied mais non au niveau du sommet**



## Annexe G

(informative)

### Coefficient de réduction pour l'élancement et l'excentricité

(1) À mi-hauteur du mur, par simplification des principes généraux donnés en 6.1.1, le coefficient de réduction,  $\phi_m$ , tenant compte de l'élancement du mur et de l'excentricité de la charge, pour tout module d'élasticité  $E$  et toute résistance caractéristique en compression d'une maçonnerie non armée  $f_k$ , peut être déterminé à partir de l'équation suivante :

$$U_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}} \quad \dots (G.1)$$

où

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} \quad \dots (G.2)$$

$$u = \frac{k - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} \quad \dots (G.3)$$

où

$$k = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad \dots (G.4)$$

et  $e_{mk}$ ,  $h_{ef}$ ,  $t$  et  $t_{ef}$  sont tels que définis en 6.1.2.2, et  $e$  est la base des logarithmes naturels.

(2) Pour  $E = 1\,000 f_k$ , l'Équation (G.3) devient :

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}} \quad \dots (G.5)$$

et pour  $E = 700 f_k$  :

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 1,67}{19,3 - 31 \frac{e_{mk}}{t}} \quad \dots (G.6)$$

(2) Les valeurs de  $\phi_m$  déduites des équations (G.5) et (G.6) sont représentées sous forme graphique dans les Figures G.1 et G.2.

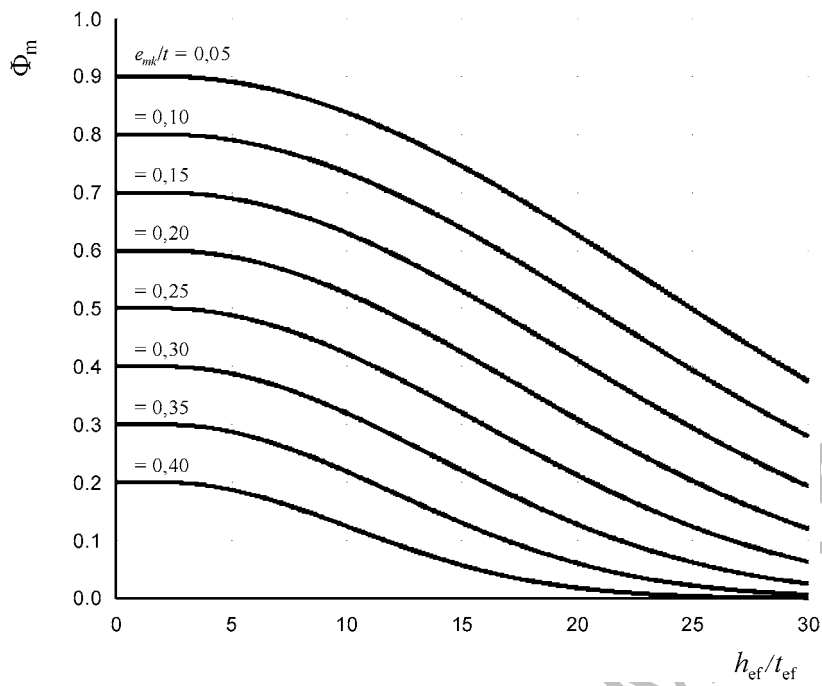


Figure G.1 — Valeurs de  $\Phi_m$  par rapport à l'élancement pour différentes excentricités, fondées sur une valeur  $E$  de  $1\ 000 f_k$

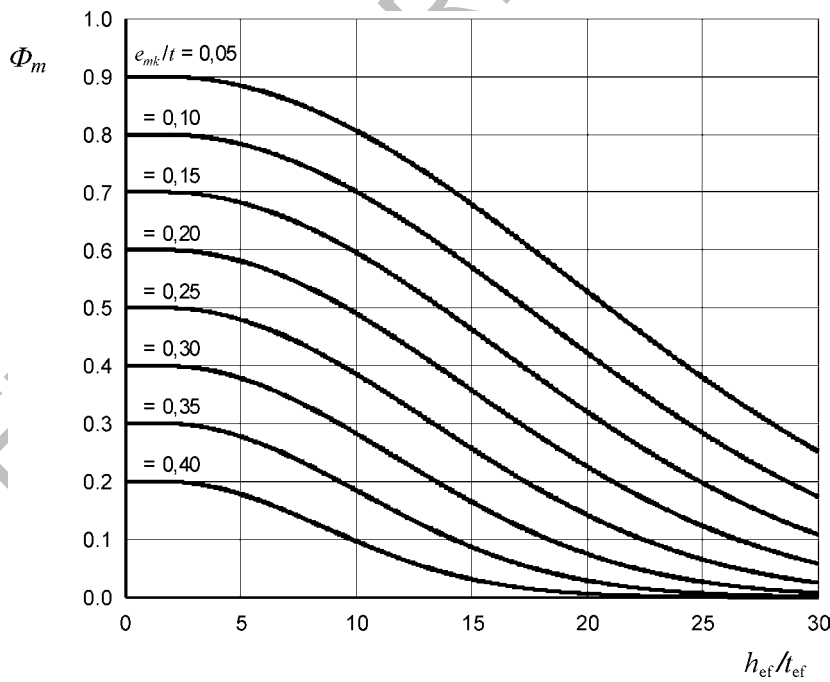
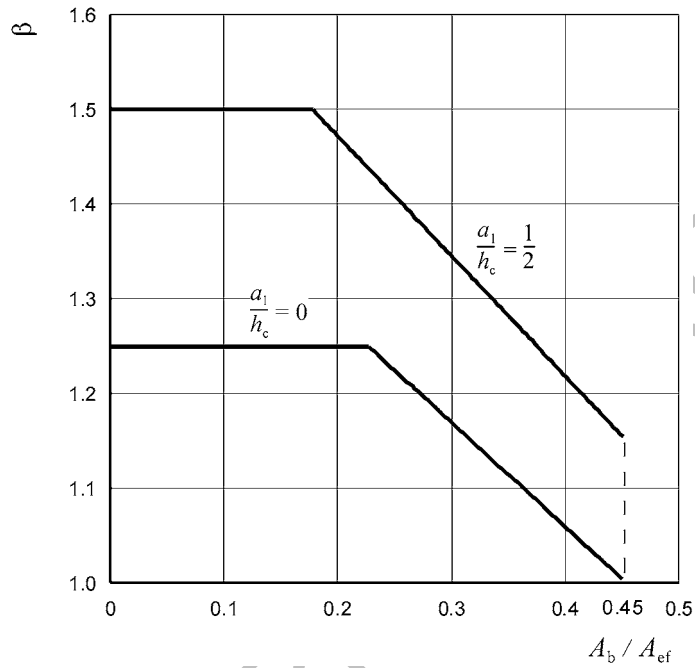


Figure G.2 — Valeurs de  $\Phi_m$  par rapport à l'élancement pour différentes excentricités, fondées sur une valeur  $E$  de  $700 f_k$

**Annexe H**  
(informative)

**Facteur de majoration tel qu'indiqué en 6.1.3**



**Figure H.1 — Graphique illustrant le facteur de majoration tel qu'indiqué en 6.1.3 : Charges concentrées sous appuis**



PROJET DE NOK

## Annexe I

(informative)

### Ajustement de la charge latérale pour les murs dont les appuis reposent sur trois ou quatre bords, soumis à un chargement horizontal et vertical hors du plan

(1) Le mur est supposé être soumis à une charge horizontale hors du plan,  $W$ , et à une charge verticale excentrique.

NOTE Il peut être possible de redistribuer le moment au sommet du mur (du fait de l'excentricité de la charge verticale) sur les parois intérieure et extérieure d'un mur creux lorsque le calcul spécifie, à cette fin, des attaches adéquates.

(2) Lorsque le mur fait partie d'un mur creux, la charge horizontale hors du plan peut être répartie entre les deux parois (voir 6.3.1(6)).

(3) Il convient de répartir la charge verticale au-dessus des ouvertures sur les murs latéraux desdites ouvertures.

(4) La charge horizontale hors du plan agissant sur le mur, et destinée à être utilisée dans la vérification selon 6.1, peut être réduite par un facteur  $k$  à l'aide de l'expression I.1

$$k = 8I\alpha \frac{l^2}{h^2} \quad \dots (I.1)$$

NOTE Le facteur  $k$  exprime le rapport entre la capacité de charge (résistance) d'un mur à portée verticale et la résistance latérale de la surface réelle du mur (compte tenu du maintien éventuel des bords).

où :

$k$  est la résistance latérale d'un mur portant dans le sens vertical divisée par la résistance latérale de la surface réelle du mur (compte tenu du maintien des bords) ;

$\alpha$  est le coefficient de moment fléchissant pertinent conformément à 5.5.5 ;

$\nu$  est le rapport entre résistances perpendiculaires des résistances caractéristiques à la flexion de la maçonnerie conformément à 5.5.5 ;

$h$  est la hauteur du mur ;

$l$  est la longueur du mur.

## Annexe J

(informative)

**Éléments de maçonnerie armée soumis au cisaillement :  
majoration de  $f_{vd}$**

(1) Dans le cas de murs ou poutres dont l'armature principale est disposée dans des évidements, alvéoles ou cavités remplis de béton de remplissage tel que décrit en 3.3  $\text{\textcircled{A1}}$  et avec une résistance de mortier d'au moins  $6 \text{ N/mm}^2$   $\text{\textcircled{A1}}$ , la valeur de  $f_{vd}$  utilisée pour calculer  $V_{RDI}$  peut être obtenue à partir de l'Équation suivante :

$$f_{vd} = \frac{(0,35 + 17,5 q)}{c_M} \quad \dots \text{(J.1)}$$

à condition que  $f_{vd}$  ne soit pas supérieure à  $\frac{0,7}{c_M} \text{ N/mm}^2$ ,

où :

$$q = \frac{A_s}{b d}$$

$A_s$  est la section transversale de l'armature principale ;

$b$  est la largeur de la section ;

$d$  est la hauteur utile ;

$\gamma_M$  est le coefficient partiel pour la maçonnerie.

(2)  $\text{\textcircled{A1}}$  Pour les poutres armées sur appuis simples ou les murs de maintien en porte à faux, dont l'armature principale est donnée dans des évidements, alvéoles ou cavités remplis de béton de remplissage tel que décrit en 3.3 et avec une résistance de mortier d'au moins  $6 \text{ N/mm}^2$  et lorsque le rapport de la portée libre,  $a_v$ , à la hauteur utile,  $d$  est inférieur ou égal à six,  $f_{vd}$  peut être multipliée par le facteur,  $\chi$ , où :

$$\chi = \left[ 2,5 - 0,25 \frac{a_v}{d} \right]$$

à condition que  $f_{vd}$  ne soit pas supérieure à  $1,75/\gamma_M \text{ N/mm}^2$ .

La portée libre,  $a_v$ , est considérée comme étant le moment fléchissant maximal de la section divisé par l'effort tranchant maximal de cette même section.  $\text{\textcircled{A1}}$