

# norme européenne

**NF EN 1998-1**

Septembre 2005

# norme française

Indice de classement : P 06-030-1

ICS : 91.080.01 ; 91.120.25

## Eurocode 8

## Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

### Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments

E : Eurocode 8 — Design of structures for earthquake resistance —  
Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings

D : Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben —  
Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkung und Regeln für Hochbauten

### Norme française homologuée

par décision du Directeur Général d'AFNOR le 5 août 2005 pour prendre effet le 5 septembre 2005.

Est destinée à remplacer les normes expérimentales XP ENV 1998-1-1 et XP ENV 1998-1-2, de décembre 2000, la norme expérimentale XP ENV 1998-1-3, de mars 2003 et la norme homologuée NF P 06-013, de décembre 1995 et ses amendements A1 de février 2001 et A2 de novembre 2004.

Est destinée à remplacer partiellement la norme homologuée NF P 06-014, de mars 1995 et son amendement A1 de février 2001.

### Correspondance

La Norme européenne EN 1998-1:2004 a le statut d'une norme française.

### Analyse

Le présent document s'applique au dimensionnement des bâtiments et des ouvrages de génie civil en zone sismique afin de s'assurer qu'en cas de séisme :

- les vies humaines sont protégées ;
- les dommages sont limités ;
- les structures importantes pour la protection civile restent opérationnelles.

Les structures spéciales, telles que les centrales nucléaires, les structures en mer et les grands barrages, ne sont pas couvertes par ce document.

Il est destiné à être utilisé conjointement avec les NF EN 1990, 1992, 1993, 1994, 1995, 1996 et 1997.

### Descripteurs

**Thésaurus International Technique** : bâtiment, génie civil, structure, construction résistant au séisme, conception antisismique, règle de construction, calcul, vérification, sécurité, risque, fondation, structure en béton, maçonnerie, construction en bois, construction métallique, sol, analyse de contrainte, résistance des matériaux, limite, caractéristique, dimension.

### Modifications

Par rapport aux documents destinés à être remplacés et destinés à être partiellement remplacés, adoption de la norme européenne.

### Corrections



## Membres de la commission de normalisation

Président : M PECKER

Secrétariat : M RUTMAN — BNTB

M	AMIR-MAZAHERI	PX-DAM CONSULTANTS
M	ARIBERT	CTICM — INSA DE RENNES
M	ASHTARI	CETEN-APAVE
M	BALOCHE	CSTB
M	BISCH	SECHAUD ET METZ
M	CAPRA	CAMPENON BERNARD
M	CHABROLIN	CTICM
M	CHAMMAS	CTTB
M	CHENAF	CSTB
M	COIN	EGF — BTP
M	DAVIDOVICI	DYNAMIQUE CONCEPT
M	DE CHEFDEBIEN	CERIB
M	DEMERCASTEL	UNCFI
M	FALIPH	ENTREPOSE CONTRACTING
M	FOIN	METATTM — CGPC
M	FOURE	CEBTP
M	GIANQUINTO	EXPERT
M	GILBERT	UMGO
M	GUILLON	ARCADIS ESG
M	JALIL	AFPS
M	LAMADON	BUREAU VERITAS
M	LE MAGOROU	CTBA
M	MOUROUX	GEPP — GROUPE ZONAGE
MME	OSMANI	EIFFAGE
MME	PATROUILLEAU	AFNOR
M	PECKER	GEODYNAMIQUE ET STRUCTURE
M	SABOURAULT	MINISTERE DE L'ECOLOGIE ET DU DEVELOPPEMENT DURABLE
M	SAINT JEAN	SOCOTEC
M	SENECAT	DGUHC
M	SOLLOGOUB	CEA
M	THEVENIN	BUREAU VERITAS
M	TOURET	EDF — SEPTEN
M	WALTER	GEODYNAMIQUE ET STRUCTURE

## Avant-propos national

### A.P.1 : Introduction

(0) Le règlement du Comité européen de Normalisation (CEN) impose que les normes européennes adoptées par ses membres soient transformées en normes nationales au plus tard dans les 6 mois après leur ratification et que les normes nationales en contradiction soient annulées.

(1) La présente publication reproduit la norme européenne EN 1998-1:2004 «Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes — Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments», ratifiée par le CEN le 23 avril 2004 et mise à disposition le 30 juin 2005. Elle fait partie d'un ensemble de normes constituant la collection des Eurocodes, qui dépendent dans une certaine mesure les uns des autres pour leur application. Certaines d'entre elles sont encore en cours d'élaboration. C'est pourquoi le CEN a fixé une période de transition nécessaire à l'achèvement de cet ensemble de normes européennes, période durant laquelle les membres du CEN ont l'autorisation de maintenir leurs propres normes nationales adoptées antérieurement.

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

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

(4) Avec son Annexe Nationale, la norme NF EN 1998-1 a vocation à remplacer les normes expérimentales XP ENV 1998-1-1, 1-2 et 1-3. Cependant, en raison des autres parties d'Eurocodes, normes provisoires ENV qui font référence à ces dernières et qui ne sont pas encore remplacées par des normes EN. Les normes expérimentales XP ENV 1998-1-1, 1-2 et 1-3 sont maintenues en vigueur pendant la période de coexistence nécessaire.

La norme NF EN 1998-1 aura vocation à terme à remplacer la norme NF P 06-013 avec ses deux amendements «Règles de Construction parasismique — Règles PS applicables aux bâtiments dites règles PS 92». Cette dernière pourrait être maintenue pendant la période de coexistence nécessaire.

### A.P.2 : Références aux normes françaises

La correspondance entre les normes mentionnées à l'article «Références normatives» et les normes françaises identiques est la suivante :

EN 1090-1	: NF EN 1090-1 (indice de classement : P 22-101-1) <sup>1)</sup>
EN 1990	: NF EN 1990 (indice de classement : P 06-100-1)
EN 1992-1-1	: NF EN 1992-1-1 (indice de classement : P 18-711) <sup>1)</sup>
EN 1993-1-1	: XP ENV 1993-1-1 (indice de classement : P 22-311)
EN 1994-1-1	: XP ENV 1994-1-1 (indice de classement : P 22-391)
EN 1995-1-1	: XP ENV 1995-1-1 (indice de classement : P 21-711)
EN 1996-1-1	: XP ENV 1996-1-1 (indice de classement : P 10-611) <sup>1)</sup>
EN 1997-1	: XP ENV 1997-1 (indice de classement : P 94-250-1)
EN 12512	: NF EN 12512 (indice de classement : P 21-380)

La correspondance entre la norme mentionnée à l'article «Références normatives» et la norme française de même domaine d'application mais non identique est la suivante :

ISO 1000	: NF X 002-006
----------	----------------

1) En préparation.



**Version française**

**Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes —  
Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments**

Design of structures for earthquake resistance —  
Part 1 : General rules, seismic actions  
and rules for buildings

Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben —  
Teil 1 : Grundlagen; Erdbebeneinwirkungen  
und Regeln für Hochbauten

La présente Norme européenne a été adoptée par le CEN le 23 avril 2004.

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, Autriche, Belgique, Chypre, Danemark, Espagne, Estonie, Finlande, France, Grèce, Hongrie, Irlande, Islande, Italie, Lettonie, Lituanie, Luxembourg, Malte, Norvège, Pays-Bas, Pologne, Portugal, République Tchèque, Royaume-Uni, Slovaquie, Slovénie, Suède et Suisse.

**CEN**

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Europäisches Komitee für Normung  
European Committee for Standardization

**Centre de Gestion : rue de Stassart 36, B-1050 Bruxelles**

## Sommaire

	Page
<b>Avant-propos</b> .....	9
<b>1 Généralités</b> .....	14
1.1 Domaine d'application .....	14
1.1.1 Domaine d'application de l'EN 1998 .....	14
1.1.2 Domaine d'application de l'EN 1998-1 .....	14
1.1.3 Autres parties de l'EN 1998 .....	15
1.2 Références normatives .....	15
1.2.1 Références normatives générales .....	15
1.2.2 Codes et normes de référence .....	15
1.3 Hypothèses .....	16
1.4 Différences entre principes et règles d'application .....	16
1.5 Termes et définitions .....	16
1.5.1 Termes communs à tous les Eurocodes .....	16
1.5.2 Autres termes utilisés dans l'EN 1998 .....	16
1.6 Symboles .....	17
1.6.1 Généralités .....	17
1.6.2 Autres symboles utilisés dans les Articles 2 et 3 de l'EN 1998-1 .....	17
1.6.3 Autres symboles utilisés dans l'Article 4 de l'EN 1998-1 .....	18
1.6.4 Autres symboles utilisés dans l'Article 5 de l'EN 1998-1 .....	19
1.6.5 Autres symboles utilisés dans l'Article 6 de l'EN 1998-1 .....	21
1.6.6 Autres symboles utilisés dans l'Article 7 de l'EN 1998-1 .....	22
1.6.7 Autres symboles utilisés dans l'Article 8 de l'EN 1998-1 .....	23
1.6.8 Autres symboles utilisés dans l'Article 9 de l'EN 1998-1 .....	24
1.6.9 Autres symboles utilisés dans l'Article 10 de l'EN 1998-1 .....	24
1.7 Unités S.I. ....	25
<b>2 Exigences de performance et critères de conformité</b> .....	26
2.1 Exigences fondamentales .....	26
2.2 Critères de conformité .....	27
2.2.1 Généralités .....	27
2.2.2 États limites ultimes .....	27
2.2.3 État de limitation des dommages .....	28
2.2.4 Dispositions particulières .....	28
2.2.4.1 Conception et dimensionnement .....	28
2.2.4.2 Fondations .....	28
2.2.4.3 Plan de système qualité .....	28
<b>3 Conditions de sol et actions sismiques</b> .....	29
3.1 Conditions de sol .....	29
3.1.1 Généralités .....	29
3.1.2 Identification des classes de sol .....	29
3.2 Action sismique .....	30
3.2.1 Zones sismiques .....	30
3.2.2 Représentation de base de l'action sismique .....	31
3.2.2.1 Généralités .....	31
3.2.2.2 Spectre de réponse élastique horizontal .....	32
3.2.2.3 Spectre de réponse élastique vertical .....	35
3.2.2.4 Déplacement de calcul du sol .....	35
3.2.2.5 Spectre de calcul pour l'analyse élastique .....	36
3.2.3 Autres représentations de l'action sismique .....	37
3.2.3.1 Représentation temporelle .....	37
3.2.3.2 Modèle spatial de l'action sismique .....	37
3.2.4 Combinaisons de l'action sismique avec d'autres actions .....	38

## Sommaire (suite)

	Page
<b>4</b>	<b>Dimensionnement des bâtiments</b> ..... 39
4.1	Généralités ..... 39
4.1.1	Domaine d'application ..... 39
4.2	Caractéristiques des bâtiments résistant aux séismes ..... 39
4.2.1	Principes de base de la conception ..... 39
4.2.1.1	Simplicité de la structure ..... 39
4.2.1.2	Uniformité, symétrie et hyperstaticité ..... 39
4.2.1.3	Résistance et rigidité dans les deux directions ..... 40
4.2.1.4	Résistance et rigidité à la torsion ..... 40
4.2.1.5	Action des diaphragmes au niveau des étages ..... 40
4.2.1.6	Fondations adéquates ..... 40
4.2.2	Éléments sismiques primaires et secondaires ..... 40
4.2.3	Critères de régularité de la structure ..... 41
4.2.3.1	Généralités ..... 41
4.2.3.2	Critères de régularité en plan ..... 42
4.2.3.3	Critères de régularité en élévation ..... 43
4.2.4	Coefficients de combinaison pour les actions variables ..... 44
4.2.5	Catégories d'importance et coefficients d'importance ..... 44
4.3	Analyse de la structure ..... 45
4.3.1	Modélisation ..... 45
4.3.2	Effets accidentels de torsion ..... 46
4.3.3	Méthodes d'analyse ..... 46
4.3.3.1	Généralités ..... 46
4.3.3.2	Méthode d'analyse par forces latérales ..... 47
4.3.3.3	Analyse modale utilisant les spectres de réponse ..... 49
4.3.3.4	Méthodes non linéaires ..... 51
4.3.3.5	Combinaison des effets des composantes de l'action sismique ..... 53
4.3.4	Calcul du déplacement ..... 54
4.3.5	Éléments non structuraux ..... 55
4.3.5.1	Généralités ..... 55
4.3.5.2	Vérifications ..... 55
4.3.5.3	Coefficients d'importance ..... 56
4.3.5.4	Coefficients de comportement ..... 56
4.3.6	Mesures complémentaires pour les ossatures avec remplissage en maçonnerie ..... 56
4.3.6.1	Généralités ..... 56
4.3.6.2	Exigences et critères ..... 57
4.3.6.3	Irrégularités dues aux remplissages de maçonnerie ..... 57
4.3.6.4	Limitation des dommages des remplissages ..... 58
4.4	Vérifications de sécurité ..... 58
4.4.1	Généralités ..... 58
4.4.2	États limites ultimes ..... 58
4.4.2.1	Généralités ..... 58
4.4.2.2	Conditions de résistance ..... 58
4.4.2.3	Conditions de ductilité globale et locale ..... 59
4.4.2.4	Conditions d'équilibre ..... 60
4.4.2.5	Résistance des diaphragmes horizontaux ..... 60
4.4.2.6	Résistance des fondations ..... 60
4.4.2.7	Condition de joint sismique ..... 61
4.4.3	Limitation des dommages ..... 61
4.4.3.1	Généralités ..... 61
4.4.3.2	Limitation des déplacements entre étages ..... 62
<b>5</b>	<b>Règles particulières pour les bâtiments en béton</b> ..... 63
5.1	Généralités ..... 63
5.1.1	Domaine d'application ..... 63
5.1.2	Termes et définitions ..... 63

## Sommaire (suite)

	Page
<b>5.2</b>	Principes de dimensionnement ..... 64
<b>5.2.1</b>	Capacité de dissipation d'énergie et classes de ductilité ..... 64
<b>5.2.2</b>	Types de structure et coefficients de comportement ..... 65
<b>5.2.2.1</b>	Types de structure ..... 65
<b>5.2.2.2</b>	Coefficients de comportement pour les actions sismiques horizontales ..... 66
<b>5.2.3</b>	Critères de dimensionnement ..... 67
<b>5.2.3.1</b>	Généralités ..... 67
<b>5.2.3.2</b>	Conditions de résistance locale ..... 67
<b>5.2.3.3</b>	Règle de dimensionnement en capacité ..... 67
<b>5.2.3.4</b>	Conditions de ductilité locale ..... 68
<b>5.2.3.5</b>	Hyperstaticité de la structure ..... 69
<b>5.2.3.6</b>	Éléments sismiques secondaires et résistances ..... 69
<b>5.2.3.7</b>	Dispositions particulières complémentaires ..... 69
<b>5.2.4</b>	Vérifications de sécurité ..... 70
<b>5.3</b>	Dimensionnement selon l'EN 1992-1-1 ..... 70
<b>5.3.1</b>	Généralités ..... 70
<b>5.3.2</b>	Matériaux ..... 70
<b>5.3.3</b>	Coefficient de comportement ..... 70
<b>5.4</b>	Dimensionnement pour la classe DCM ..... 70
<b>5.4.1</b>	Contraintes géométriques et matériaux ..... 70
<b>5.4.1.1</b>	Exigences relatives aux matériaux ..... 70
<b>5.4.1.2</b>	Contraintes géométriques ..... 71
<b>5.4.2</b>	Effets de l'action de calcul ..... 71
<b>5.4.2.1</b>	Généralités ..... 71
<b>5.4.2.2</b>	Poutres ..... 72
<b>5.4.2.3</b>	Poteaux ..... 72
<b>5.4.2.4</b>	Dispositions particulières pour les murs ductiles ..... 73
<b>5.4.2.5</b>	Dispositions particulières pour les murs de grandes dimensions en béton peu armé ..... 75
<b>5.4.3</b>	Vérifications à l'état limite ultime et dispositions constructives ..... 76
<b>5.4.3.1</b>	Poutres ..... 76
<b>5.4.3.2</b>	Poteaux ..... 77
<b>5.4.3.3</b>	Nœuds poteau-poutre ..... 80
<b>5.4.3.4</b>	Murs ductiles ..... 80
<b>5.4.3.5</b>	Murs de grandes dimensions en béton peu armé ..... 83
<b>5.5</b>	Dimensionnement pour la classe DCH ..... 84
<b>5.5.1</b>	Contraintes géométriques et matériaux ..... 84
<b>5.5.1.1</b>	Exigences relatives aux matériaux ..... 84
<b>5.5.1.2</b>	Contraintes géométriques ..... 84
<b>5.5.2</b>	Effets de l'action de calcul ..... 85
<b>5.5.2.1</b>	Poutres ..... 85
<b>5.5.2.2</b>	Poteaux ..... 85
<b>5.5.2.3</b>	Nœuds poteau-poutre ..... 85
<b>5.5.2.4</b>	Murs ductiles ..... 86
<b>5.5.3</b>	Vérification à l'état limite ultime et dispositions constructives ..... 87
<b>5.5.3.1</b>	Poutres ..... 87
<b>5.5.3.2</b>	Poteaux ..... 88
<b>5.5.3.3</b>	Nœuds poteau-poutre ..... 89
<b>5.5.3.4</b>	Murs ductiles ..... 90
<b>5.5.3.5</b>	Éléments de liaison des murs couplés ..... 94
<b>5.6</b>	Dispositions pour ancrages et jonctions ..... 95
<b>5.6.1</b>	Généralités ..... 95
<b>5.6.2</b>	Ancrage des armatures ..... 95
<b>5.6.2.1</b>	Poteaux ..... 95
<b>5.6.2.2</b>	Poutres ..... 95
<b>5.6.3</b>	Jonction des armatures ..... 97

## Sommaire (suite)

	Page
<b>5.7</b>	Conception, dimensionnement et dispositions constructives pour les éléments sismiques secondaires ..... 97
<b>5.8</b>	Éléments de fondation en béton ..... 98
<b>5.8.1</b>	Domaine d'application ..... 98
<b>5.8.2</b>	Chaînages et longrines ..... 98
<b>5.8.3</b>	Liaisons entre éléments verticaux et poutres ou murs de fondation ..... 99
<b>5.8.4</b>	Pieux et semelles sur pieux coulés en place ..... 99
<b>5.9</b>	Effets locaux dus aux remplissages en maçonnerie ou en béton ..... 99
<b>5.10</b>	Dispositions pour les diaphragmes en béton ..... 100
<b>5.11</b>	Structures préfabriquées en béton ..... 101
<b>5.11.1</b>	Généralités ..... 101
<b>5.11.1.1</b>	Domaine d'application et types de structure ..... 101
<b>5.11.1.2</b>	Évaluation des structures préfabriquées ..... 101
<b>5.11.1.3</b>	Critères de dimensionnement ..... 102
<b>5.11.1.4</b>	Coefficients de comportement ..... 103
<b>5.11.1.5</b>	Analyse des phases provisoires ..... 103
<b>5.11.2</b>	Assemblages des éléments préfabriqués ..... 103
<b>5.11.2.1</b>	Dispositions générales ..... 103
<b>5.11.2.2</b>	Évaluation de la résistance des assemblages ..... 104
<b>5.11.3</b>	Éléments ..... 104
<b>5.11.3.1</b>	Poutres ..... 104
<b>5.11.3.2</b>	Poteaux ..... 105
<b>5.11.3.3</b>	Nœuds poteau-poutre ..... 105
<b>5.11.3.4</b>	Murs en panneaux préfabriqués de grandes dimensions ..... 105
<b>5.11.3.5</b>	Diaphragmes ..... 107
<b>6</b>	<b>Règles particulières aux bâtiments en acier</b> ..... 108
<b>6.1</b>	Généralités ..... 108
<b>6.1.1</b>	Domaine d'application ..... 108
<b>6.1.2</b>	Principes de dimensionnement ..... 108
<b>6.1.3</b>	Vérifications de sécurité ..... 109
<b>6.2</b>	Matériaux ..... 109
<b>6.3</b>	Types de structure et coefficients de comportement ..... 110
<b>6.3.1</b>	Types de structure ..... 110
<b>6.3.2</b>	Coefficients de comportement ..... 113
<b>6.4</b>	Analyse de la structure ..... 114
<b>6.5</b>	Critères de dimensionnement et règles de détail communs à tous les types de structure à comportement dissipatif ..... 114
<b>6.5.1</b>	Généralités ..... 114
<b>6.5.2</b>	Critères de dimensionnement pour les structures dissipatives ..... 114
<b>6.5.3</b>	Règles de dimensionnement pour les éléments dissipatifs en compression ou en flexion ..... 114
<b>6.5.4</b>	Règles de dimensionnement pour les parties ou éléments en traction ..... 115
<b>6.5.5</b>	Règles de dimensionnement pour les assemblages dans les zones dissipatives ..... 115
<b>6.6</b>	Règles de dimensionnement et de détail pour les ossatures en portique ..... 116
<b>6.6.1</b>	Critères de dimensionnement ..... 116
<b>6.6.2</b>	Poutres ..... 116
<b>6.6.3</b>	Poteaux ..... 117
<b>6.6.4</b>	Assemblages poutre-poteau ..... 118
<b>6.7</b>	Règles de dimensionnement et de détail pour les ossatures avec triangulation à barres centrées ..... 119
<b>6.7.1</b>	Critères de dimensionnement ..... 119
<b>6.7.2</b>	Analyse ..... 119
<b>6.7.3</b>	Éléments diagonaux ..... 120
<b>6.7.4</b>	Poutres et poteaux ..... 120

## Sommaire (suite)

		Page
<b>6.8</b>	Règles de dimensionnement et de détail pour les ossatures avec triangulation à barres excentrées .....	121
<b>6.8.1</b>	Critères de dimensionnement .....	121
<b>6.8.2</b>	Tronçons d'excentrement sismiques .....	121
<b>6.8.3</b>	Éléments ne contenant pas de tronçon d'excentrement sismique .....	124
<b>6.8.4</b>	Assemblages des tronçons d'excentrement sismiques .....	124
<b>6.9</b>	Règles de dimensionnement pour les structures en pendule inversé .....	125
<b>6.10</b>	Règles de dimensionnement pour les structures en acier à noyaux ou murs en béton et pour les ossatures en portique combinées avec des triangulations à barres centrées ou des remplissages .....	125
<b>6.10.1</b>	Structures à noyaux ou murs en béton .....	125
<b>6.10.2</b>	Ossatures en portique combinées avec des triangulations à barres centrées .....	125
<b>6.10.3</b>	Ossatures en portique combinées avec des remplissages .....	125
<b>6.11</b>	Contrôle du dimensionnement et de l'exécution .....	126
<b>7</b>	<b>Règles particulières aux bâtiments mixtes acier-béton</b> .....	127
<b>7.1</b>	Généralités .....	127
<b>7.1.1</b>	Domaine d'application .....	127
<b>7.1.2</b>	Principes de dimensionnement .....	127
<b>7.1.3</b>	Vérifications de sécurité .....	128
<b>7.2</b>	Matériaux .....	128
<b>7.2.1</b>	Béton .....	128
<b>7.2.2</b>	Acier des armatures de béton armé .....	128
<b>7.2.3</b>	Acier .....	129
<b>7.3</b>	Types de structure et coefficients de comportement .....	129
<b>7.3.1</b>	Types de structure .....	129
<b>7.3.2</b>	Coefficients de comportement .....	130
<b>7.4</b>	Analyse de la structure .....	131
<b>7.4.1</b>	Domaine d'application .....	131
<b>7.4.2</b>	Rigidité des sections .....	131
<b>7.5</b>	Critères de dimensionnement et règles de détail communs à tous les types de structure à comportement dissipatif .....	131
<b>7.5.1</b>	Généralités .....	131
<b>7.5.2</b>	Critères de dimensionnement pour les structures dissipatives .....	131
<b>7.5.3</b>	Résistance plastique des zones dissipatives .....	132
<b>7.5.4</b>	Règles de détail pour les assemblages mixtes dans les zones dissipatives .....	132
<b>7.6</b>	Règles relatives aux éléments .....	134
<b>7.6.1</b>	Généralités .....	134
<b>7.6.2</b>	Poutres en acier mixtes avec une dalle .....	136
<b>7.6.3</b>	Largeur participante de dalle .....	137
<b>7.6.4</b>	Poteaux mixtes entièrement enrobés .....	139
<b>7.6.5</b>	Éléments partiellement enrobés .....	141
<b>7.6.6</b>	Poteaux mixtes remplis de béton .....	142
<b>7.7</b>	Règles de dimensionnement et de détail pour les ossatures en portique .....	142
<b>7.7.1</b>	Critères particuliers .....	142
<b>7.7.2</b>	Analyse .....	142
<b>7.7.3</b>	Règles pour les poutres et les poteaux .....	142
<b>7.7.4</b>	Assemblage de type poutre-poteau .....	143
<b>7.7.5</b>	Condition permettant de négliger le caractère mixte des poutres avec dalle .....	143
<b>7.8</b>	Règles de dimensionnement et de détail pour les ossatures mixtes avec triangulation à barres centrées .....	143
<b>7.8.1</b>	Critères particuliers .....	143
<b>7.8.2</b>	Analyse .....	143
<b>7.8.3</b>	Éléments diagonaux .....	143
<b>7.8.4</b>	Poutres et poteaux .....	143

## Sommaire (suite)

	Page
<b>7.9</b>	Règles de dimensionnement et de détail pour les ossatures mixtes avec triangulation à barres excentrées ..... 144
<b>7.9.1</b>	Critères particuliers ..... 144
<b>7.9.2</b>	Analyse ..... 144
<b>7.9.3</b>	Tronçons d'excentrement ..... 144
<b>7.9.4</b>	Éléments ne contenant pas de tronçons d'excentrement sismiques ..... 144
<b>7.10</b>	Règles de dimensionnement et de détail pour les systèmes structuraux composés de murs de cisaillement en béton armé associés à des éléments en acier ..... 145
<b>7.10.1</b>	Critères particuliers ..... 145
<b>7.10.2</b>	Analyse ..... 146
<b>7.10.3</b>	Règles de détail pour les murs mixtes de classe de ductilité DCM ..... 146
<b>7.10.4</b>	Règles de détail pour les linteaux de classe de ductilité DCM ..... 147
<b>7.10.5</b>	Règles de détail supplémentaires pour la classe de ductilité DCH ..... 147
<b>7.11</b>	Règles de dimensionnement et de détail pour les murs de contreventement mixtes avec plaque en acier ..... 147
<b>7.11.1</b>	Critères particuliers ..... 147
<b>7.11.2</b>	Analyse ..... 147
<b>7.11.3</b>	Règles de détail ..... 147
<b>7.12</b>	Contrôle du dimensionnement et de l'exécution ..... 148
<b>8</b>	<b>Règles particulières aux bâtiments en bois</b> ..... 149
<b>8.1</b>	Généralités ..... 149
<b>8.1.1</b>	Domaine d'application ..... 149
<b>8.1.2</b>	Définitions ..... 149
<b>8.1.3</b>	Principes de dimensionnement ..... 149
<b>8.2</b>	Matériaux et propriétés des zones dissipatives ..... 150
<b>8.3</b>	Classes de ductilité et coefficients de comportement ..... 150
<b>8.4</b>	Analyse de la structure ..... 152
<b>8.5</b>	Règles de détail ..... 152
<b>8.5.1</b>	Généralités ..... 152
<b>8.5.2</b>	Règles de détail pour les assemblages ..... 152
<b>8.5.3</b>	Règles de détail pour les diaphragmes horizontaux ..... 152
<b>8.6</b>	Vérifications de sécurité ..... 153
<b>8.7</b>	Contrôle du dimensionnement et de l'exécution ..... 153
<b>9</b>	<b>Règles particulières aux bâtiments en maçonnerie</b> ..... 154
<b>9.1</b>	Domaine d'application ..... 154
<b>9.2</b>	Matériaux et jointoiements ..... 154
<b>9.2.1</b>	Types de blocs de maçonnerie ..... 154
<b>9.2.2</b>	Résistance minimale des blocs de maçonnerie ..... 154
<b>9.2.3</b>	Mortier ..... 154
<b>9.2.4</b>	Jointoiement de la maçonnerie ..... 154
<b>9.3</b>	Types de construction et coefficients de comportement ..... 154
<b>9.4</b>	Analyse de la structure ..... 155
<b>9.5</b>	Critères de dimensionnement et règles de construction ..... 156
<b>9.5.1</b>	Généralités ..... 156
<b>9.5.2</b>	Exigences complémentaires pour la maçonnerie non armée conforme à l'EN 1998-1 ..... 157
<b>9.5.3</b>	Exigences complémentaires pour la maçonnerie chaînée ..... 157
<b>9.5.4</b>	Exigences complémentaires pour la maçonnerie armée ..... 157
<b>9.6</b>	Vérification de sécurité ..... 158
<b>9.7</b>	Règles pour les «bâtiments simples en maçonnerie» ..... 158
<b>9.7.1</b>	Généralités ..... 158
<b>9.7.2</b>	Règles ..... 158

## Sommaire (fin)

	Page
<b>10 Isolation à la base</b> .....	161
<b>10.1</b> Domaine d'application .....	161
<b>10.2</b> Définitions .....	161
<b>10.3</b> Exigences fondamentales .....	162
<b>10.4</b> Critères de conformité .....	162
<b>10.5</b> Dispositions générales de dimensionnement .....	163
<b>10.5.1</b> Dispositions générales concernant les dispositifs d'isolation .....	163
<b>10.5.2</b> Contrôle des mouvements indésirables .....	163
<b>10.5.3</b> Contrôle des mouvements sismiques différentiels du sol .....	163
<b>10.5.4</b> Contrôle des déplacements par rapport au sol et aux constructions environnantes .....	164
<b>10.5.5</b> Conception des bâtiments isolés à leur base .....	164
<b>10.6</b> Action sismique .....	164
<b>10.7</b> Coefficient de comportement .....	164
<b>10.8</b> Propriétés du système d'isolation .....	164
<b>10.9</b> Analyse de la structure .....	165
<b>10.9.1</b> Généralités .....	165
<b>10.9.2</b> Analyse linéaire équivalente .....	165
<b>10.9.3</b> Analyse linéaire simplifiée .....	166
<b>10.9.4</b> Analyse linéaire modale simplifiée .....	167
<b>10.9.5</b> Analyse chronologique .....	168
<b>10.9.6</b> Éléments non structuraux .....	168
<b>10.10</b> Vérifications de sécurité à l'état limite ultime .....	168
<b>Annexe A</b> (informative) <b>Spectre de réponse élastique en déplacement</b> .....	169
<b>Annexe B</b> (informative) <b>Détermination du déplacement cible pour l'analyse statique non linéaire</b> (en poussée progressive) .....	170
<b>Annexe C</b> (normative) <b>Dimensionnement des dalles des poutres mixtes acier-béton</b> <b>aux nœuds poteaux-poutres dans les ossatures en portique</b> .....	174

## Avant-propos

Cette Norme européenne EN 1998-1, Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes — Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, a été élaborée par le Comité Technique CEN/TC 250 «Eurocodes structuraux», dont le secrétariat est tenu par BSI. Le CEN/TC 250 est responsable de tous les Eurocodes Structuraux.

Cette Norme européenne devra recevoir le statut de norme nationale, soit par publication d'un texte identique, soit par entérinement, au plus tard en juin 2005, et toutes les normes nationales en contradiction devront être retirées au plus tard en mars 2010.

Le présent document remplace l'ENV 1998-1-1:1994, l'ENV 1998-1-2:1994 et l'ENV 1998-1-3:1995.

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

### 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 d'obstacles aux échanges et l'harmonisation des spécifications techniques.

Dans le cadre de ce programme d'actions, la Commission prit l'initiative d'établir un ensemble de règles techniques harmonisées pour le dimensionnement des ouvrages ; ces règles, en un 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 des Eurocodes, ce qui conduisit au cours des années 80 à la première génération de codes européens.

En 1989 la Commission et les États Membres de l'Union Européenne et de l'AELE décidèrent, sur la base d'un accord <sup>1)</sup> entre la Commission et le CEN, de transférer au CEN par une série de Mandats la préparation et la publication des Eurocodes, afin de leur donner par la suite un statut de normes européennes (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 la construction — DPC — et les Directives du Conseil 93/37/CEE, 92/50/CEE et 89/440/CEE sur les travaux et 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 : 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 : Calcul des structures en bois
- EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures 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 autorités réglementaires dans chaque État Membre et ont sauvé le droit de celles-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions réglementaires 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 pour la 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 No. 1 — Stabilité et résistance mécanique — et à l'Exigence Essentielle No. 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 les ouvrages eux-mêmes sont concernés par eux, ont une relation directe avec les Documents Interprétatifs <sup>2)</sup> visés à l'article 12 de la DPC, quoiqu'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 des 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 ces 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 des Eurocodes (toutes annexes incluses), tel que publié par le CEN ; ce texte peut être précédé d'une page nationale de titres et par un Avant-Propos National, et peut être suivi d'une Annexe Nationale.

L'Annexe Nationale peut seulement 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 des classes là où des alternatives figurent dans l'Eurocode ;
- de valeurs à utiliser là où seul un symbole est donné dans l'Eurocode ;
- de données propres à un pays (géographiques, climatiques, etc.), par exemple carte de neige ;
- de la procédure à utiliser là où des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode ;

Il peut aussi 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 (E.E.) doivent recevoir une forme concrète dans des Documents Interprétatifs (DI) 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 d'exigences 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, toute information accompagnant la Marque CE des produits de construction, se référant aux Eurocodes, doit clairement faire apparaître quels Paramètres Déterminés au niveau National ont été pris en compte.

### Informations additionnelles spécifiques à l'EN 1998-1

Le domaine d'application de l'EN 1998 est défini en 1.1.1 et le domaine d'application de la présente partie de l'EN 1998 est défini en 1.1.2. Les autres parties de l'EN 1998 sont listées en 1.1.3.

L'EN 1998-1 a été élaborée à partir du regroupement de l'ENV 1998-1-1:1994, de l'ENV 1998-1-2:1994 et de l'ENV 1998-1-3:1995. Comme indiqué en 1.1.1, il est important de noter que pour le calcul de structures dans des régions sismiques, les dispositions de l'EN 1998 doivent être appliquées en complément des dispositions pertinentes des EN 1990 à EN 1997 et de l'EN 1999.

L'un des points essentiels de l'EN 1998-1 concerne la définition de l'action sismique. Étant données les grandes différences d'aléa sismique et de caractéristiques sismo-génétiques existant dans les divers pays membres, l'action sismique est ici définie en termes généraux. Cette définition permet d'introduire de nombreux paramètres déterminés au niveau national, qu'il convient de confirmer ou de modifier dans les annexes nationales.

Il est toutefois estimé que, par l'utilisation d'un modèle de base commun pour la représentation de l'action sismique, une étape importante a été franchie dans l'EN 1998-1 en vue de l'harmonisation des codes.

Dans son article sur les bâtiments en maçonnerie, l'EN 1998-1 contient des dispositions spécifiques qui simplifient le dimensionnement des «bâtiments simples en maçonnerie».

### Annexe nationale pour l'EN 1998-1

La présente norme donne le choix de procédures, valeurs et recommandations de classes par des notes indiquant où des choix peuvent être faits au niveau national. Il convient donc que la norme nationale qui applique l'EN 1998-1 ait une annexe nationale contenant tous les paramètres déterminés au niveau national et devant être utilisés pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil construits dans le pays concerné.

Un choix national est admis dans l'EN 1998-1:2004 pour les paragraphes :

Référence	Élément
1.1.2(7)	Annexes informatives A et B
2.1(1)P	Période de retour de référence $T_{NCR}$ de l'action sismique pour l'exigence de non-effondrement (ou, de manière équivalente, probabilité de référence de dépassement en 50 ans, $P_{NCR}$ )
2.1(1)P	Période de retour de référence $T_{DLR}$ de l'action sismique pour l'exigence de limitation des dommages (ou, de manière équivalente, probabilité de référence de dépassement en 10 ans, $P_{DLR}$ )
3.1.1(4)	Conditions dans lesquelles des investigations du sol complémentaires à celles nécessaires pour le dimensionnement en cas d'actions non sismiques peuvent être omises et une classification du sol par défaut peut être utilisée.
3.1.2(1)	Classification du sol prenant en compte la géologie profonde, y compris valeurs des paramètres $S$ , $T_B$ , $T_C$ et $T_D$ définissant les spectres horizontaux et verticaux de réponse élastique selon 3.2.2.2 et 3.2.2.3.
3.2.1(1), (2), (3)	Cartes des zones sismiques et des accélérations de référence correspondantes au niveau du sol
3.2.1(4)	Identification et valeur du paramètre permettant de définir la limite des zones à faible sismicité

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

Référence	Élément
3.2.1(5)	Identification et valeur du paramètre permettant de définir la limite des zones à très faible sismicité
3.2.2.1(4), 3.2.2.2(1)P	Paramètres $S$ , $T_B$ , $T_C$ et $T_D$ définissant la forme des spectres horizontaux de réponse élastique
3.2.2.3(1)P	Paramètres $a_{vg}$ , $T_B$ , $T_C$ et $T_D$ définissant la forme des spectres verticaux de réponse élastique
3.2.2.5(4)P	Coefficient $\beta$ donnant la limite inférieure des valeurs des spectres de calcul
4.2.3.2 (8)	Référence à des définitions du centre de raideur et du rayon de torsion dans les bâtiments à plusieurs niveaux satisfaisant ou non les conditions (a) et (b) de <b>4.2.3.2(8)</b>
4.2.4(2)P	Valeurs de $\varphi$ pour les bâtiments
4.2.5(5)P	Coefficient d'importance $\gamma_I$ pour les bâtiments
4.3.3.1 (4)	Décision sur la possibilité d'utiliser des méthodes d'analyse non linéaires pour le dimensionnement de bâtiments non isolés à la base. Référence à des informations sur les capacités de déformation des éléments et les coefficients partiels associés à l'état limite ultime, pour le dimensionnement ou la réévaluation par des calculs non linéaires.
4.3.3.1 (8)	Valeur limite du coefficient d'importance $\gamma_I$ , qui conditionne l'utilisation de l'analyse par deux modèles plans
4.4.2.5 (2)	Coefficient de sur-résistance $\gamma_{Rd}$ pour les diaphragmes
4.4.3.2 (2)	Coefficient de réduction $\nu$ pour les déplacements à l'état limite de dommage
5.2.1(5)	Limitations géographiques pour l'utilisation des classes de ductilité pour les bâtiments en béton
5.2.2.2(10)	Valeur de $q_0$ pour les bâtiments en béton soumis à un plan qualité particulier
5.2.4(1), (3)	Coefficients partiels pour les bâtiments en béton dans la situation sismique de calcul
5.4.3.5.2(1)	Armatures d'âme minimales des murs en béton armé de grandes dimensions
5.8.2(3)	Dimensions minimales de la section transversale des longrines de fondation en béton
5.8.2(4)	Épaisseur minimale et pourcentage minimal d'armatures des dalles de fondation en béton
5.8.2(5)	Pourcentage minimal d'armatures des longrines de fondation en béton
5.11.1.3.2(3)	Classe de ductilité des systèmes de panneaux de mur préfabriqués
5.11.1.4	Coefficients $q$ des systèmes préfabriqués
5.11.1.5(2)	Action sismique pendant la construction des structures préfabriquées
5.11.3.4(7)e	Armatures longitudinales minimales dans les assemblages remplis de mortier des murs à panneaux de grandes dimensions
6.1.2(1)	Limite supérieure de $q$ pour le dimensionnement avec un comportement faiblement dissipatif ; limitations données dans l'utilisation des principes de dimensionnement ; limitations géographiques pour l'utilisation des classes de ductilité pour les bâtiments en acier
6.1.3(1)	Coefficients partiels de matériau pour les bâtiments en acier dans la situation sismique de calcul.
6.2(3)	Coefficient de sur-résistance pour le dimensionnement en capacité des bâtiments en acier

Référence	Élément
6.2 (7)	Information sur les possibilités d'utiliser l'EN 1993-1-10:2004 dans la situation sismique de dimensionnement
6.5.5(7)	Référence à des règles complémentaires sur le dimensionnement acceptable des assemblages
6.7.4(2)	Résistance résiduelle post-flambement des diagonales comprimées dans les ossatures en acier avec triangulation en V
7.1.2(1)	Limite supérieure de $q$ pour le dimensionnement avec un comportement faiblement dissipatif ; limitations données dans l'utilisation des principes de dimensionnement ; limitations géographiques pour l'utilisation des classes de ductilité pour les bâtiments mixtes acier-béton
7.1.3(1), (3)	Coefficients partiels de matériau pour les bâtiments mixtes acier-béton dans la situation sismique de calcul
7.1.3(4)	Coefficient de sur-résistance pour le dimensionnement en capacité des bâtiments mixtes acier-béton
7.7.2(4)	Coefficient de réduction de la rigidité pour la partie en béton d'une section de poteau mixte acier-béton
8.3(1)	Classe de ductilité pour les bâtiments en bois
9.2.1(1)	Type de blocs de maçonnerie ayant une robustesse suffisante
9.2.2(1)	Résistance minimale des blocs de maçonnerie
9.2.3(1)	Résistance minimale du mortier dans les bâtiments en maçonnerie
9.2.4(1)	Autres classes pour les joints de parpaing dans la maçonnerie
9.3(2)	Conditions pour l'utilisation de maçonnerie non armée conforme aux dispositions de l'EN 1996 uniquement.
9.3(2)	Épaisseur effective minimale de la maçonnerie non armée conforme aux dispositions de l'EN 1996 uniquement
9.3(3)	Valeur maximale de l'accélération du sol pour l'utilisation de maçonnerie non armée conforme aux dispositions de l'EN 1998-1
9.3(4), Tableau 9.1	Valeurs du coefficient $q$ dans les bâtiments en maçonnerie
9.3(4), Tableau 9.1	Valeurs du coefficient $q$ pour les bâtiments avec systèmes en maçonnerie fournissant une ductilité améliorée
9.5.1(5)	Exigences géométriques relatives aux murs de contreventement en maçonnerie
9.6(3)	Coefficients partiels de matériau dans les bâtiments en maçonnerie dans la situation sismique de calcul
9.7.2(1)	Nombre maximal d'étages et aire minimale des murs de contreventement pour les «bâtiments simples en maçonnerie»
9.7.2(2)b	Rapport de forme minimal en plan des «bâtiments simples en maçonnerie»
9.7.2(2)c	Aire maximale des retraits en plan dans les «bâtiments simples en maçonnerie»
9.7.2(5)	Différence maximale de masse et d'aire de murs entre des étages successifs de «bâtiments simples en maçonnerie»
10.3(2)P	Coefficient de majoration sur les déplacements dus au séisme pour les dispositifs d'isolation

## 1 Généralités

### 1.1 Domaine d'application

#### 1.1.1 Domaine d'application de l'EN 1998

(1)P L'EN 1998 s'applique au dimensionnement et à la construction de bâtiments et d'ouvrages de génie civil en zone sismique. Son but est d'assurer qu'en cas de séisme :

- les vies humaines sont protégées ;
- les dommages sont limités ;
- les structures importantes pour la protection civile restent opérationnelles.

NOTE La nature aléatoire des événements sismiques et les moyens limités dont on peut disposer pour contrecarrer leurs effets font que la réalisation de ces objectifs n'est possible que partiellement et ne peut être évaluée qu'en termes probabilistes. L'étendue de la protection qui peut être assurée aux différentes catégories de bâtiments, qui est mesurable uniquement en termes probabilistes, est un problème de répartition optimale des ressources et c'est pourquoi elle varie d'un pays à l'autre, en fonction de l'importance relative du risque sismique par rapport à d'autres risques, ainsi que des ressources économiques globales.

(2)P Les structures spéciales, telles que les centrales nucléaires, les structures en mer et les grands barrages, ne sont pas couvertes par l'EN 1998.

(3)P L'EN 1998 ne contient que les dispositions devant être respectées pour la conception des structures en zone sismique, en plus des dispositions contenues dans les autres Eurocodes. À cet égard, elle complète les autres Eurocodes.

(4) L'EN 1998 est divisée en plusieurs parties distinctes (voir **1.1.2** et **1.1.3**).

#### 1.1.2 Domaine d'application de l'EN 1998-1

(1) L'EN 1998-1 s'applique au dimensionnement des bâtiments et des ouvrages de génie civil en zone sismique. Elle est divisée en 10 articles, dont certains sont spécifiquement consacrés au dimensionnement des bâtiments.

(2) L'Article **2** de l'EN 1998-1 contient les exigences de performance de base et les critères de conformité applicables aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil en zone sismique.

(3) L'Article **3** de l'EN 1998-1 présente les règles de représentation des actions sismiques et de leur combinaison avec d'autres actions. Certains types de structure, abordées dans les EN 1998-2 à 1998-6, nécessitent des règles complémentaires qui sont données dans ces parties.

(4) L'Article **4** de l'EN 1998-1 contient des règles de calcul générales spécifiquement applicables aux bâtiments.

(5) Les Articles **5** à **9** de l'EN 1998-1 contiennent des règles relatives aux divers matériaux et éléments structuraux, spécifiquement applicables aux bâtiments, c'est-à-dire :

- Article **5** : règles spécifiques pour les bâtiments en béton ;
- Article **6** : règles spécifiques pour les bâtiments en acier ;
- Article **7** : règles spécifiques pour les bâtiments mixtes acier-béton ;
- Article **8** : règles spécifiques pour les bâtiments en bois ;
- Article **9** : règles spécifiques pour les bâtiments en maçonnerie.

(6) L'Article **10** contient les exigences fondamentales et d'autres aspects pertinents de dimensionnement et de sécurité relatifs à l'isolation à la base des structures et, spécifiquement, pour l'isolation à la base des bâtiments.

NOTE Des règles particulières concernant l'isolation des ponts sont données dans l'EN 1998-2.

(7) L'annexe C présente des éléments complémentaires relatifs au dimensionnement sismique des armatures de dalle des poutres mixtes acier-béton aux nœuds poteaux-poutres des ossatures en portique.

NOTE L'annexe informative A et l'annexe informative B contiennent des éléments supplémentaires relatifs au spectre de réponse élastique en déplacement et au déplacement cible pour l'analyse en poussée progressive (« push over »).

### 1.1.3 Autres parties de l'EN 1998

(1)P En complément de la partie 1, l'EN 1998 contient également les parties suivantes :

- l'EN 1998-2, qui contient des dispositions spécifiques aux ponts ;
- l'EN 1998-3, qui contient des dispositions pour l'évaluation et la mise à niveau parasismiques des bâtiments ;
- l'EN 1998-4, qui contient des dispositions spécifiques aux silos, réservoirs et réseaux de tuyauteries ;
- l'EN 1998-5, qui contient des dispositions spécifiques aux fondations, ouvrages de soutènement et aux aspects géotechniques ;
- l'EN 1998-6, qui contient des dispositions spécifiques aux tours, mâts et cheminées.

## 1.2 Références normatives

(1)P Cette Norme européenne comporte par référence datée ou non datée des dispositions issues d'autres publications. Ces références normatives sont citées aux endroits appropriés dans le texte et les publications sont énumérées ci-après. Pour les références datées, les amendements ou révisions ultérieurs de l'une quelconque de ces publications ne s'appliquent à cette Norme européenne que s'ils y ont été incorporés par amendement ou révision. Pour les références non datées, la dernière édition de la publication à laquelle il est fait référence s'applique (y compris les amendements).

### 1.2.1 Références normatives générales

EN 1990:2002, *Eurocode — Bases de calcul des structures.*

EN 1992-1-1, *Eurocode 2 — Calcul des structures en béton — Partie 1-1 : Généralités — Règles communes aux bâtiments et aux structures de génie civil.*

EN 1993-1-1, *Eurocode 3 — Calcul des structures métalliques — Partie 1-1 : Généralités — Règles générales.*

EN 1994-1-1, *Eurocode 4 — Calcul des structures mixtes acier-béton — Partie 1-1 : Généralités — Règles communes et règles applicables aux bâtiments.*

EN 1995-1-1, *Eurocode 5 — Calcul des structures en bois — Partie 1-1 : Généralités — Règles communes et règles applicables aux bâtiments.*

EN 1996-1-1, *Eurocode 6 — Calcul des structures en maçonnerie — Partie 1-1 : Généralités — Règles pour les maçonneries armées ou non armées.*

EN 1997-1-1, *Eurocode 7 — Calcul géotechnique — Partie 1 : Règles générales.*

### 1.2.2 Codes et normes de référence

(1)P Pour l'application de l'EN 1998, il doit être fait référence aux EN 1990 à 1997 et à l'EN 1999.

(2) L'EN 1998 comprend d'autres références normatives citées aux endroits appropriés du texte. Elles sont indiquées ci-dessous :

ISO 1000, *Le système international d'unités (SI) et son application.*

EN 1090-1, *L'exécution des structures métalliques — Partie 1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.*

prEN 12512, *Structures en bois — Méthodes expérimentales — Essais cycliques des assemblages réalisés avec des connecteurs mécaniques.*

### 1.3 Hypothèses

- (1) Outre les hypothèses générales de l'EN 1990:2002, **1.3**, les hypothèses suivantes s'appliquent.
- (2)P Il est supposé qu'aucune modification de la structure ne sera effectuée pendant la phase de construction ou pendant la durée de vie de la structure, à moins qu'elle ne soit correctement justifiée et vérifiée. En raison de la nature spécifique de la réponse sismique, ceci s'applique également aux modifications entraînant un renforcement de la résistance de la structure.

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

- (1) Les règles de l'EN 1990:2002, **1.4** s'appliquent.

### 1.5 Termes et définitions

#### 1.5.1 Termes communs à tous les Eurocodes

- (1) Les termes et définitions donnés dans l'EN 1990:2002, **1.5** s'appliquent.

#### 1.5.2 Autres termes utilisés dans l'EN 1998

- (1) Les termes suivants sont utilisés dans l'EN 1998, avec la signification suivante :

##### **coefficient de comportement**

coefficient utilisé pour les besoins du dimensionnement, qui réduit les forces obtenues par une analyse linéaire afin de tenir compte de la réponse non linéaire d'une structure. Ce coefficient est lié au matériau, au système structural et aux méthodes de dimensionnement.

##### **méthode de dimensionnement en capacité**

méthode de dimensionnement suivant laquelle certains éléments du système structural sont choisis, conçus et étudiés en détail de manière appropriée pour assurer la dissipation d'énergie sous l'effet de déformations importantes, alors que tous les autres éléments structuraux sont suffisamment résistants pour que les dispositions choisies pour dissiper l'énergie puissent être assurées.

##### **structure dissipative**

structure capable de dissiper l'énergie par un comportement hystérétique ductile et/ou par d'autres mécanismes.

##### **zones dissipatives**

parties prédéfinies d'une structure dissipative où est principalement localisée l'aptitude de la structure à dissiper l'énergie (appelées également zones critiques).

NOTE 1 Elles sont aussi appelées régions critiques.

##### **unité dynamiquement indépendante**

structure ou partie d'une structure soumise directement au mouvement du sol et dont la réponse n'est pas influencée par la réponse d'unités ou de structures adjacentes.

##### **coefficient d'importance**

coefficient relatif aux conséquences d'une défaillance structurale.

##### **structure non dissipative**

structure spécifiquement dimensionnée pour la situation sismique de calcul sans tenir compte du comportement non linéaire du matériau.

##### **élément non structural**

élément, système ou composant architectural, mécanique ou électrique, qui, faute de résistance ou à cause de la façon dont il est relié à la structure, n'est pas considéré comme élément transférant des efforts dans le dimensionnement sismique.

### éléments sismiques primaires

éléments considérés comme faisant partie du système structural résistant aux actions sismiques, modélisés dans l'analyse pour la situation sismique de calcul et entièrement conçus et étudiés en détail pour assurer la résistance aux séismes conformément aux règles de l'EN 1998.

### éléments sismiques secondaires

éléments qui ne sont pas considérés comme faisant partie du système résistant aux actions sismiques et dont la résistance et la rigidité vis-à-vis des actions sismiques est négligée ; leur conformité à toutes les règles de l'EN 1998 n'est pas exigée, mais ils sont conçus et étudiés en détail pour leur permettre de porter les charges gravitaires lorsqu'ils sont soumis aux déplacements causés par la situation sismique de calcul.

NOTE 2 Il n'est pas nécessaire qu'ils respectent toutes les dispositions de l'EN 1998, mais ils sont dimensionnés et munis de dispositions constructives pour permettre le maintien de leur fonction de supportage lorsqu'ils sont soumis aux déplacements imposés lors de la situation sismique de calcul.

## 1.6 Symboles

### 1.6.1 Généralités

(1) Les symboles donnés dans l'EN 1990:2002, **1.6** s'appliquent. Pour les symboles relatifs aux matériaux, ainsi que pour les symboles non spécifiquement liés aux séismes, les dispositions des Eurocodes pertinents s'appliquent.

(2) D'autres symboles, en rapport avec les actions sismiques, sont définis aux endroits où ils apparaissent dans le texte, pour faciliter la lecture. Toutefois, les symboles les plus fréquemment utilisés dans l'EN 1998-1 sont énoncés et définis en **1.6.2** et **1.6.3**.

### 1.6.2 Autres symboles utilisés dans les Articles 2 et 3 de l'EN 1998-1

$A_{Ed}$	valeur de calcul de l'action sismique ( $= \gamma_1 A_{Ek}$ )
$A_{Ek}$	valeur caractéristique de l'action sismique pour la période de retour de référence
$E_d$	valeur de calcul des effets de l'action
$N_{SPT}$	nombre de coups par essai de pénétration normalisé
$P_{NCR}$	probabilité de référence de dépassement en 50 ans de l'action sismique de référence pour l'exigence de non-effondrement
$Q$	action variable
$S_e(T)$	spectre horizontal de réponse élastique à l'accélération au niveau du sol, dénommé également «spectre de réponse élastique». À $T = 0$ , l'accélération spectrale donnée par ce spectre est égale à l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A, multipliée par le paramètre du sol $S$
$S_{ve}(T)$	spectre vertical de réponse élastique à l'accélération au sol
$S_{De}(T)$	spectre de réponse élastique en déplacement
$S_d(T)$	spectre de calcul (pour l'analyse élastique). À $T = 0$ , l'accélération spectrale donnée par ce spectre est égale à l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A, multipliée par le paramètre du sol $S$
$S$	paramètre du sol
$T$	période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté
$T_s$	durée de la partie stationnaire du mouvement sismique
$T_{NCR}$	période de retour de référence de l'action sismique de référence pour l'exigence de non-effondrement
$a_{gR}$	accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A
$a_g$	accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A
$a_{vg}$	accélération de calcul du sol suivant la direction verticale
$c_u$	résistance au cisaillement du sol non drainé

$d_g$	déplacement de calcul du sol
$g$	accélération de la pesanteur
$q$	coefficient de comportement
$v_{s,30}$	valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes S dans la couche supérieure de 30 m de sol, pour une distorsion inférieure ou égale à $10^{-5}$
$\gamma_I$	coefficient d'importance
$\eta$	coefficient de correction d'amortissement
$\xi$	pourcentage d'amortissement visqueux
$\psi_{2,i}$	coefficient de combinaison pour la valeur quasi-permanente d'une action variable $i$
$\psi_{E,i}$	coefficient de combinaison pour une action variable $i$ , à utiliser pour calculer les effets de l'action sismique de calcul

### 1.6.3 Autres symboles utilisés dans l'Article 4 de l'EN 1998-1

$E_E$	effet de l'action sismique
$E_{Edx}, E_{Edy}$	valeurs de calcul des effets des composantes horizontales de l'action sismique (suivant x et y)
$E_{Edz}$	valeur de calcul de l'effet de la composante verticale de l'action sismique
$F_i$	force sismique horizontale au niveau $i$
$F_a$	force sismique horizontale agissant sur un élément non structural (appendice)
$F_b$	effort tranchant à la base de la structure
$H$	hauteur du bâtiment depuis les fondations ou depuis la face supérieure d'un soubassement rigide
$L_{max}, L_{min}$	dimensions maximale et minimale en plan du bâtiment mesurées le long d'axes orthogonaux
$R_d$	valeur de calcul de la résistance
$S_a$	coefficient sismique pour un élément non structural
$T_1$	période fondamentale de vibration d'un bâtiment
$T_a$	période fondamentale de vibration d'un élément non structural (appendice)
$W_a$	poids d'un élément non structural (appendice)
$d$	déplacement
$d_r$	valeur de calcul du déplacement relatif entre étages
$e_a$	excentricité accidentelle de la masse d'un étage par rapport à sa position nominale
$h$	hauteur d'étage
$m_i$	masse d'un niveau $i$
$n$	nombre de niveaux au-dessus des fondations ou de la face supérieure d'un soubassement rigide
$q_a$	coefficient de comportement d'un élément non structural (appendice)
$q_d$	coefficient de comportement appliqué au déplacement
$s_i$	déplacement d'une masse $m_i$ dans le mode fondamental d'un bâtiment
$z_i$	hauteur de la masse $m_i$ au-dessus du niveau d'application de l'action sismique
$\alpha$	rapport entre l'accélération de calcul du sol et l'accélération de la pesanteur
$\gamma_a$	coefficient d'importance d'un élément non structural (appendice)
$\gamma_d$	coefficient de sur-résistance pour les diaphragmes
$\theta$	coefficient de sensibilité du déplacement relatif entre étages

#### 1.6.4 Autres symboles utilisés dans l'Article 5 de l'EN 1998-1

$A_c$	aire de la section d'un élément en béton
$A_{sh}$	aire totale des armatures de confinement horizontales dans un nœud poteau-poutre
$A_{si}$	aire totale des armatures en acier disposées le long de chaque diagonale d'un linteau
$A_{st}$	aire de l'une des files d'armatures transversales
$A_{sv}$	aire totale des armatures verticales d'âme d'un mur
$A_{sv,i}$	aire totale des barres intermédiaires entre les armatures d'angle disposées dans une direction de la section transversale d'un poteau
$A_w$	aire totale de la section transversale horizontale d'un mur
$\Sigma A_{si}$	somme des aires de toutes les barres obliques dans les deux directions, dans un mur en béton armé avec barres obliques pour la résistance à l'effort tranchant vis-à-vis du glissement
$\Sigma A_{sj}$	somme des aires des armatures verticales d'âme dans un mur, ou des armatures supplémentaires disposées dans les éléments de rive des murs spécialement pour la résistance à l'effort tranchant vis-à-vis du glissement
$\Sigma M_{Rb}$	somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées à un nœud dans la direction considérée
$\Sigma M_{Rc}$	somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux connectés à un nœud dans la direction considérée
$D_o$	diamètre du noyau confiné dans un poteau circulaire
$M_{i,d}$	moment d'extrémité d'une poutre ou d'un poteau pour le calcul de l'effort tranchant dans le dimensionnement en capacité
$M_{Rb,i}$	valeur de calcul de la résistance à la flexion d'une poutre à l'extrémité $i$
$M_{Rc,i}$	valeur de calcul de la résistance à la flexion d'un poteau à l'extrémité $i$
$N_{Ed}$	effort normal issu de l'analyse pour la situation sismique de calcul
$T_1$	période fondamentale du bâtiment dans la direction horizontale considérée
$T_C$	période correspondant à la limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre de réponse élastique
$V_{Ed}$	effort tranchant dans un mur issu de l'analyse dans la situation sismique de calcul
$V_{dd}$	résistance de «goujon» des barres verticales dans un mur
$V_{Ed}$	effort tranchant de calcul dans un mur
$V_{Ed,max}$	effort tranchant sollicitant maximal à la section d'extrémité d'une poutre, issu du calcul de dimensionnement en capacité
$V_{Ed,min}$	effort tranchant sollicitant minimal à la section d'extrémité d'une poutre, issu du calcul de dimensionnement en capacité
$V_{fd}$	contribution du frottement à la résistance d'un mur à l'effort tranchant, vis-à-vis du glissement
$V_{id}$	contribution des barres obliques à la résistance d'un mur à l'effort tranchant, vis-à-vis du glissement
$V_{Rd,c}$	valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant des éléments sans armature d'effort tranchant, conformément à l'EN 1992-1-1:2004
$V_{Rd,S}$	valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant vis-à-vis du glissement
$b$	largeur de la membrure inférieure d'une poutre
$b_c$	dimension de la section transversale d'un poteau
$b_{eff}$	largeur participante de la membrure en traction d'une poutre, au droit d'un poteau d'appui
$b_i$	distance entre barres consécutives tenues par une armature croisée ou par une épingle, dans un poteau
$b_o$	largeur du noyau confiné dans un poteau ou dans l'élément de rive d'un mur (par rapport à l'axe des armatures de confinement)

$b_w$	épaisseur des parties confinées d'une section de mur, ou largeur de l'âme d'une poutre
$b_{wo}$	épaisseur de l'âme d'un mur
$d$	hauteur utile d'une section
$d_{bL}$	diamètre de barre longitudinale
$d_{bw}$	diamètre des armatures de confinement
$f_{cd}$	valeur de calcul de la résistance du béton à la compression
$f_{ctm}$	valeur moyenne de la résistance du béton à la traction
$f_{yd}$	valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier
$f_{yd,h}$	valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures d'âme horizontales
$f_{yd,v}$	valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures d'âme verticales
$f_{yld}$	valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures longitudinales
$f_{ywd}$	valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures transversales
$h$	hauteur de section transversale
$h_c$	longueur de la section transversale d'un poteau dans la direction considérée
$h_f$	hauteur de membrure
$h_{jc}$	distance entre les lits d'extrémité des armatures d'un poteau dans un nœud poteau-poutre
$h_{jw}$	distance entre les armatures supérieure et inférieure d'une poutre
$h_o$	longueur du noyau confiné dans un poteau (par rapport à l'axe des armatures de confinement)
$h_s$	hauteur libre d'étage
$h_w$	hauteur de mur ou hauteur de section transversale de poutre
$k_D$	coefficient reflétant la classe de ductilité dans le calcul de la longueur de poteau requise pour l'ancrage des armatures de poutre dans un nœud, égal à 1 pour DCH et à 2/3 pour DCM
$k_w$	coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux à murs
$l_{cl}$	longueur libre d'une poutre ou d'un poteau
$l_{cr}$	longueur de zone critique
$l_i$	distance entre les axes de deux ensembles de barres obliques à la section de base des murs munis de barres obliques pour résister à l'effort tranchant, vis-à-vis du glissement
$l_w$	longueur de la section transversale d'un mur
$n$	nombre total de barres longitudinales tenues latéralement par des armatures de confinement ou des épingles sur le périmètre de la section du poteau
$q_o$	valeur de base du coefficient de comportement
$s$	espacement des armatures transversales
$x_u$	hauteur de l'axe neutre
$z$	bras de levier interne
$\alpha$	coefficient d'efficacité du confinement, angle entre les barres diagonales et l'axe d'un linteau
$\alpha_o$	rapport de forme dominant des murs du système structural
$\alpha_1$	coefficient multiplicateur de l'action sismique horizontale de calcul, à la formation de la première rotule plastique dans le système
$\alpha_u$	coefficient multiplicateur de l'action sismique horizontale de calcul, à la formation du mécanisme plastique global
$\gamma_c$	coefficient partiel pour le béton
$\gamma_{Rd}$	coefficient d'incertitude du modèle sur la valeur de calcul des résistances dans l'estimation des effets de l'action sur le dimensionnement en capacité, prenant en compte diverses sources de sur-résistance
$\gamma_s$	coefficient partiel pour l'acier
$\varepsilon_{cu2}$	déformation ultime du béton non confiné

$\varepsilon_{cu2,c}$	déformation ultime du béton confiné
$\varepsilon_{su,k}$	valeur caractéristique de l'allongement ultime de l'acier de béton armé
$\varepsilon_{sy,d}$	valeur de calcul de la déformation de l'acier à la limite d'élasticité
$\eta$	coefficient de réduction de la résistance du béton à la compression due aux déformations de traction dans la direction transversale
$\zeta$	rapport $V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ entre les efforts tranchants sollicitants minimal et maximal à la section d'extrémité d'une poutre
$\mu_f$	coefficient de frottement béton sur béton sous l'effet d'actions cycliques
$\mu_\phi$	coefficient de ductilité en courbure
$\mu_\delta$	coefficient de ductilité en déplacement
$\nu$	effort normal dû à la situation sismique de calcul, réduit par $A_c f_{cd}$
$\xi$	profondeur relative de l'axe neutre
$\rho$	pourcentage d'armatures tendues
$\rho'$	pourcentage d'armatures comprimées dans les poutres
$\sigma_{cm}$	valeur moyenne de la contrainte normale du béton
$\rho_h$	pourcentage d'armatures d'âme horizontales dans un mur
$\rho_l$	pourcentage total des armatures longitudinales
$\rho_{max}$	pourcentage maximal admis d'armatures tendues dans la zone critique de poutres sismiques primaires
$\rho_v$	pourcentage d'armatures d'âme verticales dans un mur
$\rho_w$	pourcentage d'armatures en cisaillement
$\omega_v$	rapport mécanique des armatures d'âme verticales
$\omega_{wd}$	rapport volumétrique mécanique des armatures de confinement

### 1.6.5 Autres symboles utilisés dans l'Article 6 de l'EN 1998-1

$L$	portée de poutre
$M_{Ed}$	moment fléchissant de calcul issu de l'analyse dans la situation sismique de calcul
$M_{pl,RdA}$	valeur de calcul du moment plastique résistant à l'extrémité A d'un élément
$M_{pl,RdB}$	valeur de calcul du moment plastique résistant à l'extrémité B d'un élément
$N_{Ed}$	effort normal de calcul issu de l'analyse dans la situation sismique de calcul
$N_{Ed,E}$	effort normal de calcul issu de l'analyse pour la seule action sismique de calcul
$N_{Ed,G}$	effort normal dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions dans la situation sismique de calcul
$N_{pl,Rd}$	valeur de calcul de la résistance plastique en traction de la section transversale brute conformément à l'EN 1993-1-1:2004
$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$	valeur de calcul de la résistance à l'effort normal d'un poteau ou d'un élément diagonal conformément à l'EN 1993-1-1:2004, en tenant compte de l'interaction avec le moment fléchissant $M_{Ed}$ et l'effort tranchant $V_{Ed}$ dans la situation sismique
$R_d$	résistance d'assemblage conformément à l'EN 1993-1-1:2004
$R_{fy}$	résistance plastique d'un élément dissipatif assemblé, sur la base de la limite d'élasticité de calcul du matériau telle que définie dans l'EN 1993-1-1:2004
$V_{Ed}$	effort tranchant de calcul issu de l'analyse dans la situation sismique de calcul
$V_{Ed,G}$	effort tranchant dû aux actions non sismiques incluses pour la combinaison d'actions dans la situation sismique de calcul
$V_{Ed,M}$	effort tranchant dû à l'application des moments plastiques de résistance aux deux extrémités d'une poutre

$V_{pl,Rd}$	valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant d'un élément conformément à l'EN 1993-1-1:2004
$V_{wp,Ed}$	effort tranchant de calcul dans un panneau d'âme, dû aux effets de l'action sismique de calcul
$V_{wp,Rd}$	valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant du panneau d'âme conformément à l'EN 1993-1-1:2004
$e$	longueur d'un tronçon d'encastrement
$f_y$	limite d'élasticité nominale de l'acier
$f_{y,max}$	limite d'élasticité maximale admissible de l'acier
$q$	coefficient de comportement
$t_w$	épaisseur d'âme d'un tronçon d'encastrement
$t_f$	épaisseur de semelle d'un tronçon d'encastrement
$\Omega$	coefficient multiplicateur de l'effort normal $N_{Ed,E}$ issu de l'analyse et dû à l'action sismique de calcul, pour le dimensionnement des éléments non dissipatifs dans les ossatures avec triangulation à barres centrées ou excentrées, respectivement selon <b>6.7.4</b> et <b>6.8.3</b>
$\alpha$	rapport entre le plus petit moment fléchissant de calcul $M_{Ed,A}$ à une extrémité d'un tronçon d'encastrement sismique et le plus grand moment fléchissant de calcul $M_{Ed,B}$ à l'extrémité où se forme la rotule plastique, les deux moments étant pris en valeur absolue
$\alpha_1$	coefficient multiplicateur de l'action sismique horizontale de calcul à la formation de la première rotule plastique dans le système
$\alpha_u$	coefficient multiplicateur de l'action sismique horizontale de calcul à la formation du mécanisme plastique global
$\gamma_M$	coefficient partiel pour les propriétés du matériau
$\gamma_{ov}$	coefficient de sur-résistance du matériau
$\delta$	flèche de la poutre au milieu de la travée par rapport à la tangente à la ligne moyenne de la poutre à son extrémité (voir Figure 6.11)
$\gamma_{pb}$	coefficient multiplicateur sur la valeur de calcul $N_{pl,Rd}$ de la limite d'élasticité en traction de l'entretoise comprimée dans une triangulation en V, pour l'estimation de l'effet de l'action sismique non équilibrée sur la poutre sur laquelle est fixée l'entretoise
$\gamma_s$	coefficient partiel pour l'acier
$\theta_p$	capacité de rotation de la zone de rotule plastique
$\frac{\delta}{\lambda}$	élancement relatif d'un élément, comme défini dans l'EN 1993-1-1:2004

### 1.6.6 Autres symboles utilisés dans l'Article 7 de l'EN 1998-1

$A_{pl}$	aire horizontale de la plaque
$E_a$	module d'élasticité de l'acier
$E_{cm}$	valeur moyenne du module d'élasticité du béton conformément à l'EN 1992-1-1:2004
$I_a$	moment d'inertie de la partie en acier d'une section mixte, par rapport à l'axe de flexion de la section mixte
$I_c$	moment d'inertie de la partie en béton d'une section mixte, par rapport à l'axe de flexion de la section mixte
$I_{eq}$	moment d'inertie équivalent de la section mixte
$I_s$	moment d'inertie des armatures dans une section mixte, par rapport à l'axe de flexion de la section mixte
$M_{pl,Rd,c}$	valeur de calcul du moment de résistance plastique de poteau, calculé pour sa valeur limite inférieure en prenant en compte le béton de la section et uniquement les parties en acier de la section classées comme ductiles
$M_{U,Rd,b}$	moment de résistance plastique de la poutre, calculé pour sa valeur limite supérieure en prenant en compte le béton de la section et toutes les parties en acier de la section, y compris les parties non classées comme ductiles

$V_{wp,Ed}$	effort tranchant de calcul dans le panneau d'âme, calculé sur la base de la résistance plastique des zones dissipatives adjacentes dans les poutres ou les assemblages
$V_{wp,Rd}$	valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant du panneau d'âme mixte acier-béton conformément à l'EN 1994-1-1:2004
$b$	largeur de semelle
$b_b$	largeur de la poutre mixte (voir Figure 7.3a) ou largeur d'appui du béton de la dalle sur le poteau (voir Figure 7.7)
$b_e$	largeur participante partielle de semelle, de chaque côté de l'âme en acier
$b_{eff}$	largeur participante totale des membrures en béton
$b_o$	largeur (dimension minimale) du noyau confiné en béton (par rapport à l'axe des armatures de confinement)
$d_{bL}$	diamètre des armatures longitudinales
$d_{bw}$	diamètre des armatures de confinement
$f_{yd}$	limite d'élasticité de calcul de l'acier
$f_{ydf}$	limite d'élasticité de calcul de l'acier dans la membrure
$f_{ydw}$	résistance de calcul des armatures d'âme
$h_b$	hauteur de la poutre mixte
$h_c$	hauteur de la section de poteau mixte
$k_f$	coefficient d'efficacité de la forme des nervures d'une tôle nervurée en acier
$k_t$	coefficient de réduction de la résistance de calcul à l'effort tranchant des connecteurs, conformément à l'EN 1994-1-1:2004
$l_{cl}$	longueur libre de poteau
$l_{cr}$	longueur de zone critique
$n$	coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton pour les actions de court terme
$q$	coefficient de comportement
$r$	coefficient de réduction de la rigidité du béton pour le calcul de la rigidité des poteaux mixtes
$t_f$	épaisseur de semelle
$\gamma_c$	coefficient partiel pour le béton
$\gamma_M$	coefficient partiel pour les propriétés du matériau
$\gamma_{ov}$	coefficient de sur-résistance du matériau
$\gamma_s$	coefficient partiel pour l'acier
$\varepsilon_a$	déformation totale de l'acier à l'état limite ultime
$\varepsilon_{cu2}$	déformation ultime en compression du béton non confiné
$\eta$	degré minimal de connexion, comme défini dans l'EN 1994-1-1:2004, <b>6.6.1.2</b>

### 1.6.7 Autres symboles utilisés dans l'Article 8 de l'EN 1998-1

$E_o$	module d'élasticité du bois sous charges instantanées
$b$	largeur de la section en bois
$d$	diamètre de connecteur
$h$	hauteur des poutres en bois
$k_{mod}$	coefficient de modification de la résistance du bois pour les charges instantanées, conformément à l'EN 1995-1-1:2004
$q$	coefficient de comportement
$\gamma_M$	coefficient partiel pour les propriétés du matériau

### 1.6.8 Autres symboles utilisés dans l'Article 9 de l'EN 1998-1

$a_{g,urm}$	valeur supérieure de l'accélération de calcul au sol du site, pour l'utilisation d'une maçonnerie non armée conforme aux dispositions de l'Eurocode 8
$A_{min}$	aire totale de la section transversale des murs en maçonnerie, requise dans chaque direction horizontale pour l'application des règles concernant les «bâtiments simples en maçonnerie»
$f_{b,min}$	résistance normalisée à la compression de la maçonnerie, perpendiculairement à la face de pose
$f_{bh,min}$	résistance normalisée à la compression de la maçonnerie, parallèlement à la face de pose dans le plan du mur
$f_{m,min}$	résistance minimale du mortier
$h$	hauteur libre maximale des ouvertures adjacentes au mur
$h_{ef}$	hauteur effective du mur
$l$	longueur du mur
$n$	nombre de niveaux au-dessus du sol
$\rho_{A,min}$	valeur minimale de la somme des sections transversales des murs de contreventement dans chaque direction, en pourcentage de la surface totale de chaque étage
$\rho_{max}$	pourcentage de la surface totale de plancher au-dessus du niveau
$q$	coefficient de comportement
$t_{ef}$	épaisseur effective du mur
$\Delta_{A,max}$	valeur maximale de la différence des sections horizontales des murs de contreventement entre deux niveaux des «bâtiments simples en maçonnerie»
$\Delta_{m,max}$	Valeur maximale de la différence de masses entre deux niveaux des «bâtiments simples en maçonnerie»
$\gamma_m$	coefficients partiels pour les propriétés de la maçonnerie
$\gamma_s$	coefficient partiel pour l'acier de béton armé
$\lambda_{min}$	rapport entre la longueur du petit côté et la longueur du long côté en plan

### 1.6.9 Autres symboles utilisés dans l'Article 10 de l'EN 1998-1

$K_{eff}$	rigidité effective du système d'isolation dans la direction horizontale principale considérée, pour un déplacement égal au déplacement de calcul $d_{dc}$
$K_V$	rigidité totale du système d'isolation dans la direction verticale
$K_{xi}$	rigidité effective d'une unité donnée $i$ dans la direction $x$
$K_{yi}$	rigidité effective d'une unité donnée $i$ dans la direction $y$
$T_{eff}$	période fondamentale effective de la superstructure correspondant à la translation horizontale, la superstructure étant supposée être un corps rigide
$T_f$	période fondamentale de la superstructure supposée fixée à sa base
$T_V$	période fondamentale de la superstructure dans la direction verticale, la superstructure étant supposée être un corps rigide
$M$	masse de la superstructure
$M_s$	magnitude
$d_{dc}$	déplacement de calcul du centre de rigidité effectif dans la direction considérée
$d_{db}$	déplacement de calcul total d'une unité d'isolation
$e_{tot,y}$	excentricité totale dans la direction $y$
$f_j$	forces horizontales à chaque niveau $j$
$r_y$	rayon de torsion du système d'isolation
$(x_i, y_i)$	coordonnées de l'unité d'isolation $i$ par rapport au centre de rigidité effectif
$\delta_i$	coefficient d'amplification
$\xi_{eff}$	amortissement effectif

## 1.7 Unités S.I.

(1)P Les unités S.I. doivent être utilisées conformément à l'ISO 1000.

(2) Les unités suivantes sont recommandées pour les calculs :

— forces et charges	kN, kN/m, kN/m <sup>2</sup>
— masse volumique	kg/m <sup>3</sup> , t/m <sup>3</sup>
— masse	kg, t
— poids volumique	kN/m <sup>3</sup>
— contraintes et résistances	N/mm <sup>2</sup> (= MN/m <sup>2</sup> ou MPa), kN/m <sup>2</sup> (= kPa)
— moments (fléchissants, etc.)	kNm
— accélération	m/s <sup>2</sup> , g (= 9,81 m/s <sup>2</sup> )

## 2 Exigences de performance et critères de conformité

### 2.1 Exigences fondamentales

(1)P En zone sismique, les structures doivent être conçues et construites de sorte que les exigences suivantes soient respectées, chacune avec un degré de fiabilité adéquat.

— Exigence de non-effondrement.

La structure doit être conçue et construite de manière à résister aux actions sismiques de calcul définies dans l'Article 3, sans effondrement local ou général, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique. L'action sismique de calcul est définie à partir de (a) l'action sismique de référence associée à une probabilité de référence de dépassement en 50 ans,  $P_{\text{NCR}}$ , ou à une période de retour de référence,  $T_{\text{NCR}}$ , et (b) le coefficient d'importance  $\gamma_1$  (voir l'EN 1990:2002 et les alinéas (2)P et (3)P du présent paragraphe) afin de rendre compte de la différenciation de la fiabilité.

NOTE 1 Les valeurs devant être attribuées à  $P_{\text{NCR}}$  ou à  $T_{\text{NCR}}$  pour être utilisées dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale du présent document. Les valeurs recommandées sont  $P_{\text{NCR}} = 10 \%$  et  $T_{\text{NCR}} = 475$  ans.

NOTE 2 La valeur de la probabilité de dépassement,  $P_R$ , en  $T_L$  années d'un niveau spécifique de l'action sismique est liée à la période de retour de référence,  $T_R$ , de ce niveau d'action sismique conformément à l'expression :  $T_R = -T_L / \ln(1 - P_R)$ . Ainsi, pour une valeur de  $T_L$  donnée, l'action sismique peut être spécifiée de manière équivalente par sa période de retour de référence,  $T_R$ , ou sa probabilité de dépassement,  $P_R$ , en  $T_L$  années.

— Exigence de limitation des dommages.

La structure doit être conçue et construite pour résister à des actions sismiques présentant une probabilité de se produire plus importante que les actions sismiques de calcul, sans qu'apparaissent des dommages et des limitations d'exploitation, dont le coût serait disproportionné par rapport à celui de la structure. L'action sismique à prendre en compte pour l'exigence de «limitation des dommages» présente une probabilité de dépassement,  $P_{\text{DLR}}$ , en 10 ans et une période de retour,  $T_{\text{DLR}}$ . En l'absence d'informations plus précises, le coefficient de réduction appliqué à l'action sismique de calcul selon 4.4.3.2(2) peut être utilisé pour obtenir l'action sismique permettant de vérifier l'exigence de «limitation des dommages».

NOTE 3 Les valeurs devant être attribuées à  $P_{\text{DLR}}$  ou à  $T_{\text{DLR}}$  pour être utilisées dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale du présent document. Les valeurs recommandées sont  $P_{\text{DLR}} = 10 \%$  et  $T_{\text{DLR}} = 95$  ans.

(2)P La fiabilité visée par l'exigence de «non-effondrement» et l'exigence de «limitation des dommages» est définie par les autorités nationales pour les différents types de bâtiments ou d'ouvrages de génie civil, en fonction des conséquences que peut avoir leur ruine.

(3)P La différenciation de la fiabilité est obtenue en classant les structures en diverses catégories d'importance. Un coefficient d'importance  $\gamma_1$  est attribué à chaque catégorie. Autant que possible, il convient d'établir ce coefficient de sorte qu'il corresponde à une période de retour plus longue ou plus courte de l'événement sismique (par rapport à la période de retour de référence), considérée comme adéquate pour le dimensionnement de la catégorie spécifique de structure (voir 3.2.1(3)).

(4) Les différents niveaux de fiabilité sont obtenus en multipliant les actions sismiques de référence ou, lorsqu'on utilise une analyse linéaire, les effets correspondants des actions, par ce coefficient d'importance. Des indications détaillées concernant les classes et les coefficients d'importance sont données dans les parties concernées de l'EN 1998.

NOTE Sur la plupart des sites, le taux de dépassement annuel,  $H(a_{\text{gr}})$ , de l'accélération maximale de référence au sol,  $a_{\text{gr}}$ , peut être prise comme variant avec  $a_{\text{gr}}$  comme suit :  $H(a_{\text{gr}}) \sim k_0 a_{\text{gr}}^k$ , expression dans laquelle la valeur de l'exposant  $k$  dépend de la sismicité mais est généralement de l'ordre de 3. Alors, si l'action sismique est définie par l'accélération maximale de référence au sol,  $a_{\text{gr}}$ , la valeur du coefficient d'importance  $\gamma_1$ , qui multiplie l'action sismique de référence pour obtenir la même probabilité de dépassement en  $T_L$  années qu'en  $T_{\text{LR}}$  années pour lesquelles l'action sismique de référence est définie, peut être calculée comme :  $\gamma_1 \sim (T_{\text{LR}}/T_L)^{-1/k}$ . D'une autre façon, la valeur du coefficient d'importance  $\gamma_1$  qui doit multiplier l'action sismique de référence pour obtenir une probabilité de dépassement de l'action sismique,  $P_L$ , en  $T_L$  années, différente de la probabilité de dépassement de référence  $P_{\text{LR}}$  sur le même nombre d'années  $T_L$ , peut être estimée comme :  $\gamma_1 \sim (P_L/P_{\text{LR}})^{-1/k}$ .

## 2.2 Critères de conformité

### 2.2.1 Généralités

(1)P Pour satisfaire aux exigences fondamentales exposées en **2.1**, les états limites suivants doivent être vérifiés (voir **2.2.2** et **2.2.3**) :

- les états limites ultimes ;
- les états limites de limitation de dommages.

Les états limites ultimes sont les états limites associés à l'effondrement ou à d'autres formes de rupture de la structure qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

Les états limites de limitation de dommages sont les états limites associés à l'apparition de dommages, au delà desquelles certaines exigences d'utilisation ne sont plus satisfaites.

(2)P Pour limiter les incertitudes et favoriser le bon comportement des structures sous l'effet d'actions sismiques plus sévères que l'action sismique de calcul, certaines dispositions spécifiques doivent également être appliquées (voir **2.2.4**).

(3) Pour des catégories de structures bien définies, situées dans des zones de faible sismicité (voir **3.2.1(4)**), les exigences fondamentales peuvent être satisfaites par l'application de règles plus simples que celles indiquées dans les parties concernées de l'EN 1998.

(4) En cas de sismicité très faible, il n'est pas nécessaire de respecter les dispositions de l'EN 1998 (voir **3.2.1(5)** et notes sur la définition des cas de sismicité très faible).

(5) Des règles spécifiques pour les «bâtiments simples en maçonnerie» sont données dans l'Article **9**. Lorsque ces règles sont respectées, ce type de «bâtiments simples en maçonnerie» est considéré comme satisfaisant les exigences fondamentales de l'EN 1998-1 sans vérification analytique de la sécurité.

### 2.2.2 États limites ultimes

(1)P Il doit être vérifié que le système possède les propriétés de résistance et de dissipation d'énergie spécifiées dans les parties concernées de l'EN 1998.

(2) La résistance et la capacité de dissipation d'énergie à conférer à la structure dépendent de la façon dont il est fait appel à son comportement non linéaire. En pratique, un tel arbitrage entre résistance et capacité de dissipation d'énergie est caractérisé par les valeurs du coefficient de comportement  $q$  et les classes de ductilité associées, données dans les parties concernées de l'EN 1998. Dans le cas limite des structures faiblement dissipatives, il n'est tenu compte pour la conception et le dimensionnement d'aucune dissipation d'énergie hystérétique, et le coefficient de comportement ne peut pas, en général, être pris supérieur à la valeur 1,5, considérée pour prendre en compte les sur-résistances. Pour les bâtiments métalliques ou mixtes acier-béton, la valeur limite correspondante du coefficient  $q$  peut être prise entre 1,5 et 2 (voir note 1 de la table 6.1 ou la note 1 de la table 7.1, respectivement). Pour les structures dissipatives, le coefficient de comportement est pris supérieur à cette valeur limite, tenant compte ainsi de la dissipation hystérétique d'énergie qui apparaît dans des zones spécifiquement dimensionnées, appelées zones dissipatives ou zones critiques.

NOTE Il convient que la valeur du coefficient de comportement  $q$  soit limitée par l'état limite de stabilité dynamique de la structure et par les dommages dus à la fatigue oligo-cyclique de certaines dispositions structurales (notamment les assemblages). La condition correspondant à la limite la plus défavorable doit être appliquée lorsque les valeurs du coefficient  $q$  sont déterminées. Les valeurs du coefficient  $q$  données dans les différentes parties de l'EN 1998 sont présumées conformes à cette exigence.

(3)P Il doit être vérifié que la structure dans son ensemble reste stable sous l'action sismique de calcul, vis-à-vis du renversement et du glissement. Des règles spécifiques pour la vérification du renversement des structures sont indiquées dans les parties concernées de l'EN 1998.

(4)P Il doit être vérifié que les éléments de fondation ainsi que le sol de fondation peuvent résister à l'effet des actions résultant de la réponse de la superstructure, sans provoquer de déformation permanente notable. Lors de la détermination des réactions, il faut prendre en compte la résistance effective de l'élément de structure qui transmet les actions.

(5)P Dans l'analyse, il faut prendre en compte l'influence éventuelle des effets du second ordre sur les valeurs de l'effet des actions.

(6)P Il doit être vérifié que, sous l'effet de l'action sismique de calcul, le comportement des éléments non structuraux ne présente pas de risque pour les personnes et n'a pas d'effet défavorable sur la réponse des éléments structuraux. Pour les bâtiments, des règles spécifiques sont données en **4.3.5** et **4.3.6**.

### **2.2.3 État de limitation des dommages**

(1)P Un degré approprié de fiabilité vis-à-vis de dommages inacceptables doit être assuré en respectant les limites de déformation ou d'autres limites définies dans les parties appropriées de l'EN 1998.

(2)P Dans le cas de structures importantes pour la protection civile, il doit être vérifié que le système structural possède une résistance et une rigidité suffisantes pour maintenir le fonctionnement des services vitaux de ces installations, dans le cas d'un événement sismique associé à une période de retour appropriée.

### **2.2.4 Dispositions particulières**

#### **2.2.4.1 Conception et dimensionnement**

(1) Dans la mesure du possible, il convient que les structures aient des formes régulières en plan et en élévation (voir **4.2.3**). Si nécessaire, ceci peut être réalisé en divisant la structure, par des joints, en unités indépendantes du point de vue dynamique.

(2)P Afin d'assurer un comportement dissipatif et ductile d'ensemble, les ruptures fragiles ou la formation prématurée de mécanismes instables doivent être évitées. Dans ce but, quand spécifié dans les parties correspondantes de l'EN 1998, on doit recourir à la méthode de dimensionnement en capacité, qui est utilisée pour hiérarchiser les résistances des différents composants structuraux et les modes de défaillance, ce qui est nécessaire pour assurer un mécanisme plastique adéquat et pour éviter les modes de rupture fragile.

(3)P Dans la mesure où la résistance sismique d'une structure dépend largement du comportement de ses zones ou éléments critiques, les dispositions constructives de la structure dans son ensemble et de ces zones ou éléments en particulier doivent être telles que la capacité de transmettre les efforts et de dissiper l'énergie dans des conditions de sollicitations cycliques soit maintenue. Dans ce but, il convient que la conception des liaisons entre éléments structuraux, ainsi que des zones où un comportement non linéaire est prévu, fasse l'objet d'une attention particulière lors de la conception et du dimensionnement.

(4)P L'analyse doit être fondée sur un modèle structural adéquat, lequel doit, si nécessaire, prendre en compte l'influence de la déformabilité du sol et des éléments non structuraux et d'autres aspects, tels que la présence de structures adjacentes.

#### **2.2.4.2 Fondations**

(1)P La raideur des fondations doit être étudiée pour leur permettre de transmettre au terrain, aussi uniformément que possible, les actions dues à la superstructure.

(2) Excepté pour les ponts, un seul type de fondation est généralement utilisé pour une même structure, sauf si cette dernière est constituée d'unités indépendantes du point de vue dynamique.

#### **2.2.4.3 Plan de système qualité**

(1)P Les documents du projet doivent indiquer les dimensions, les dispositions constructives et les caractéristiques des matériaux constitutifs des éléments structuraux. Ces documents doivent indiquer également les caractéristiques des dispositifs spéciaux utilisés s'il y en a, et les distances entre les éléments structuraux et non structuraux. Les dispositions relatives à la maîtrise de la qualité doivent également être données.

(2)P Les éléments d'importance structurale particulière, nécessitant des vérifications spéciales durant la mise en œuvre, doivent être identifiés sur les plans. Dans ces cas, les méthodes de vérification à utiliser doivent également être spécifiées.

(3) Dans les zones de forte sismicité et pour les structures d'importance particulière, il convient d'utiliser des plans de système qualité formels, couvrant le dimensionnement, l'exécution et l'utilisation, en complément des procédures de contrôle prescrites dans les autres Eurocodes.

### 3 Conditions de sol et actions sismiques

#### 3.1 Conditions de sol

##### 3.1.1 Généralités

(1)P Des investigations appropriées doivent être réalisées en vue de classer le sol conformément aux classes indiquées en 3.1.2.

(2) D'autres indications concernant l'investigation et la classification des sols sont données dans l'EN 1998-5:2004, 4.2.

(3) Il y a lieu que le site de construction et la nature du terrain de fondation soient normalement exempts de risques de rupture du terrain, d'instabilité des pentes et de tassements permanents causés par liquéfaction ou densification du sol en cas de séisme. La possibilité d'apparition de tels phénomènes doit être examinée conformément aux exigences de l'EN 1998-5:2004, Article 4.

(4) Selon le degré d'importance de la structure et les conditions particulières du projet, il convient de mener des investigations du sol et/ou des études géologiques pour déterminer les actions sismiques.

NOTE L'annexe nationale peut spécifier les conditions dans lesquelles il est possible de ne pas effectuer d'investigations de sol en complément des investigations nécessaires pour le dimensionnement vis-à-vis des actions non sismiques, et d'utiliser une classification du sol par défaut.

##### 3.1.2 Identification des classes de sol

(1) Les classes de sol A, B, C, D et E, décrites par les profils stratigraphiques et les paramètres donnés dans le Tableau 3.1 et décrits ci-dessous, peuvent être utilisées pour prendre en compte l'influence des conditions locales de sol sur l'action sismique. Cette influence peut aussi être prise en compte en considérant en plus l'influence de la géologie profonde sur l'action sismique.

NOTE Le schéma de classification des sols prenant en compte la géologie profonde à utiliser dans un pays peut être spécifié dans son annexe nationale, y compris les valeurs des paramètres  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$  qui définissent les spectres horizontaux et verticaux de réponse élastique selon 3.2.2.2 et 3.2.2.3.

Tableau 3.1 — Classes de sol

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (coups/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	—	—
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 – 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	< 15	< 70

(à suivre)

**Tableau 3.1 — Classes de sol (fin)**

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (coups/30 cm)	$c_u$ (kPa)
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de $v_s$ de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ( $PI > 40$ ) et une teneur en eau importante.	< 100 (valeur indicative)	—	10 – 20
$S_2$	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou $S_1$ .			

(2) Il convient de classer le site selon la valeur moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement,  $v_{s,30}$ , si elle est disponible. Dans le cas contraire, il convient d'utiliser la valeur des  $N_{SPT}$ .

(3) Il convient de calculer la vitesse moyenne des ondes de cisaillement,  $v_{s,30}$ , conformément à l'expression suivante :

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad \dots (1)$$

expression dans laquelle  $h_i$  et  $v_i$  désignent l'épaisseur (en mètres) et la célérité des ondes de cisaillement (à un niveau de distorsion inférieur ou égal à  $10^{-5}$ ) de la  $i$ -ème formation ou couche, sur un total de  $N$  existant sur les 30 m supérieurs.

(4)P Pour les sites dont les conditions de sol correspondent à l'une des deux classes spéciales  $S_1$  ou  $S_2$ , des études particulières sont nécessaires pour la définition de l'action sismique. Pour ces classes, et notamment pour  $S_2$ , la possibilité de défaillance du sol sous une action sismique doit être prise en compte.

**NOTE** Il convient d'accorder une attention particulière au cas où le dépôt relève de la classe de sol  $S_1$ . Ces sols ont généralement des valeurs de  $v_s$  très faibles, un amortissement interne faible et un domaine anormalement étendu de comportement linéaire, et peuvent donc produire des effets anormaux d'amplification du mouvement sismique du site et d'interaction entre le sol et la structure ; voir l'EN 1998-5:2004, Article 6. Dans ce cas, il convient de mener une étude particulière pour la définition de l'action sismique afin de déterminer la dépendance du spectre de réponse vis-à-vis de l'épaisseur et de la valeur de  $v_s$  de la couche d'argile molle/vase, ainsi que vis-à-vis du contraste de rigidité qui existe entre cette couche et les matériaux situés en dessous.

## 3.2 Action sismique

### 3.2.1 Zones sismiques

(1)P Dans le cadre de l'EN 1998, les territoires nationaux doivent être divisés par les autorités nationales en zones sismiques, en fonction de l'aléa local. Par définition, à l'intérieur de chaque zone, l'aléa peut être supposé constant.

(2) Pour la plupart des applications de l'EN 1998, l'aléa est pris en compte par un seul paramètre, l'accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A,  $a_{gR}$ . Des paramètres additionnels requis pour des types spécifiques de structure sont données dans les parties concernées de l'EN 1998.

**NOTE** L'accélération maximale de référence pour un sol de classe A,  $a_{gR}$ , à utiliser dans un pays ou des parties de celui-ci peut être déduite des cartes de zonage données dans l'annexe nationale au présent document.

(3) L'accélération maximale de référence du sol, choisie par les autorités nationales pour chaque zone sismique, correspond à la période de retour de référence  $T_{NCR}$  de l'action sismique pour l'exigence de non-effondrement (ou, de manière équivalente, la probabilité de dépassement de référence en 50 ans,  $P_{NCR}$ ) choisie par les autorités nationales (voir **2.1(1)P**). Un coefficient d'importance  $\gamma_1$  égal à 1,0 est associé à cette période de retour de référence. Pour des périodes de retour autres que la période de référence (voir les classes d'importance en **2.1(3)P** et **(4)**), l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A,  $a_g$ , est égale à  $a_{gr}$  multipliée par le coefficient d'importance  $\gamma_1$  ( $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gr}$ ). (voir la Note de **2.1(4)**).

(4) En cas de faible sismicité, des procédures de dimensionnement sismique réduites ou simplifiées pour certains types ou catégories de structure peuvent être utilisées.

NOTE Le choix des catégories de structure, des classes de sol et des zones sismiques dans un pays pour lesquelles les dispositions de faible sismicité s'appliquent peut être trouvé dans son annexe nationale. Il est recommandé de considérer comme sismicité faible les cas pour lesquels l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A,  $a_g$ , n'est pas supérieure à 0,08 g (0,78 m/s<sup>2</sup>) ou les cas pour lesquels le produit  $a_g S$  n'est pas supérieur à 0,1 g (0,98 m/s<sup>2</sup>). Le choix de l'utilisation de la valeur de  $a_g$  ou du produit  $a_g S$  dans un pays pour définir le seuil des cas de faible sismicité peut être trouvé dans son annexe nationale.

(5)P Dans les cas de très faible sismicité, il n'est pas nécessaire de respecter les dispositions de l'EN 1998.

NOTE Le choix des catégories de structure, des classes de sol et des zones sismiques dans un pays pour lesquelles il n'est pas nécessaire de respecter les dispositions de l'EN 1998 (cas de très faible sismicité) peut être trouvé dans son annexe nationale. Il est recommandé de considérer les cas de très faible sismicité comme les cas dans lesquels l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A,  $a_g$ , n'est pas supérieure à 0,04 g (0,39 m/s<sup>2</sup>) ou les cas dans lesquels le produit  $a_g S$  n'est pas supérieur à 0,05 g (0,49 m/s<sup>2</sup>). Le choix de l'utilisation de la valeur de  $a_g$  ou du produit  $a_g S$  dans un pays pour définir le seuil des cas de très faible sismicité peut être trouvé dans son annexe nationale.

## 3.2.2 Représentation de base de l'action sismique

### 3.2.2.1 Généralités

(1)P Dans le domaine d'application de l'EN 1998, le mouvement dû au séisme en un point donné de la surface du sol est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération, dénommé par la suite «spectre de réponse élastique».

(2) Les deux niveaux d'action sismique décrits en **2.1(1)P** et **2.2.1(1)P** sont représentés par la même forme de spectre de réponse élastique pour l'exigence de non-effondrement (état limite ultime — action sismique de calcul) et pour l'exigence de limitation des dommages.

(3)P L'action sismique horizontale est décrite par deux composantes orthogonales supposées indépendantes et représentées par le même spectre de réponse.

(4) Pour les trois composantes de l'action sismique, une ou plusieurs autres formes de spectre de réponse peuvent être adoptées selon les sources sismiques et leurs magnitudes.

NOTE 1 Le choix de la forme du spectre de réponse élastique à utiliser dans un pays ou une partie de celui-ci peut être trouvé dans l'annexe nationale au présent document.

NOTE 2 Lors du choix de la forme appropriée du spectre, il convient de tenir compte de la magnitude des séismes qui contribuent principalement à l'aléa sismique défini pour l'évaluation probabiliste de l'aléa, plutôt que de limites supérieures conservatives (par exemple, le séisme maximal prévisible) définies dans ce but.

(5) Lorsque les séismes affectant un site sont engendrés par des sources très différentes, il convient de considérer plusieurs formes de spectre pour représenter de manière appropriée l'action sismique de calcul. Dans de telles circonstances, des valeurs différentes de  $a_g$  seront normalement exigées pour chaque type de spectre et de séisme.

(6) Pour les structures importantes ( $\gamma_1 > 1,0$ ), il y a lieu de tenir compte des effets d'amplification topographique.

NOTE L'annexe informative A de l'EN 1998-2:2004 fournit des informations sur les effets d'amplification topographique.

(7) Des représentations chronologiques du mouvement sismique peuvent être utilisées (voir **3.2.3**).

(8) La prise en compte de la variation du mouvement du sol dans l'espace ainsi que dans le temps peut être exigée pour certains types de structure (voir l'EN 1998-2, l'EN 998-4 et l'EN 1998-6).

### 3.2.2.2 Spectre de réponse élastique horizontal

(1)P Le spectre de réponse élastique  $S_e(T)$  pour les composantes horizontales de l'action sismique est défini par les expressions suivantes (voir Figure 3.1) :

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad \dots (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad \dots (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad \dots (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad \dots (3.5)$$

avec :

$S_e(T)$  spectre de réponse élastique ;

$T$  période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;

$a_g$  accélération de calcul pour un sol de classe A ( $a_g = \gamma_I \times a_{gR}$ ) ;

$T_B$  limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

$T_C$  limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

$T_D$  valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;

$S$  paramètre du sol ;

$\eta$  coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence  $\eta = 1$  pour 5 % d'amortissement visqueux, voir (3) du présent paragraphe.

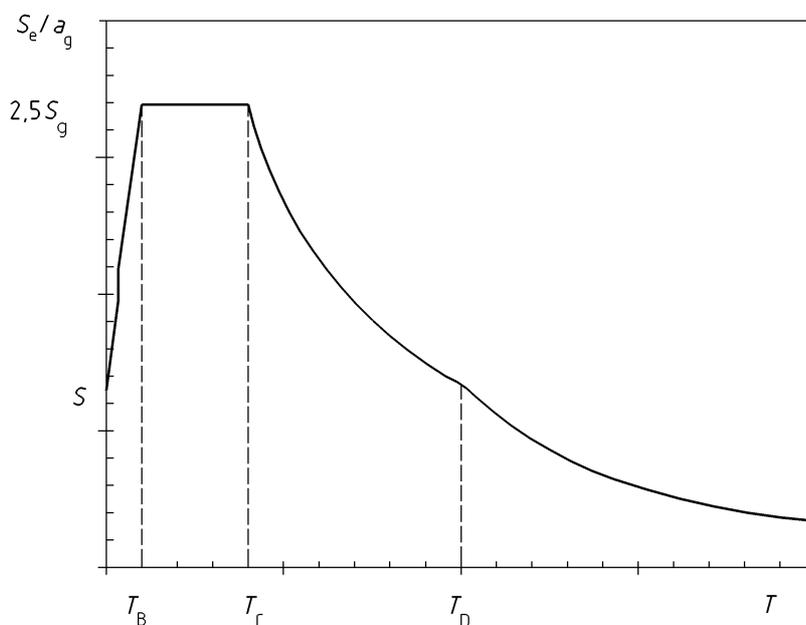


Figure 3.1 — Forme du spectre de réponse élastique

(2)P Les valeurs des périodes  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$  et du paramètre du sol  $S$  qui décrivent la forme du spectre de réponse élastique dépendent de la classe de sol.

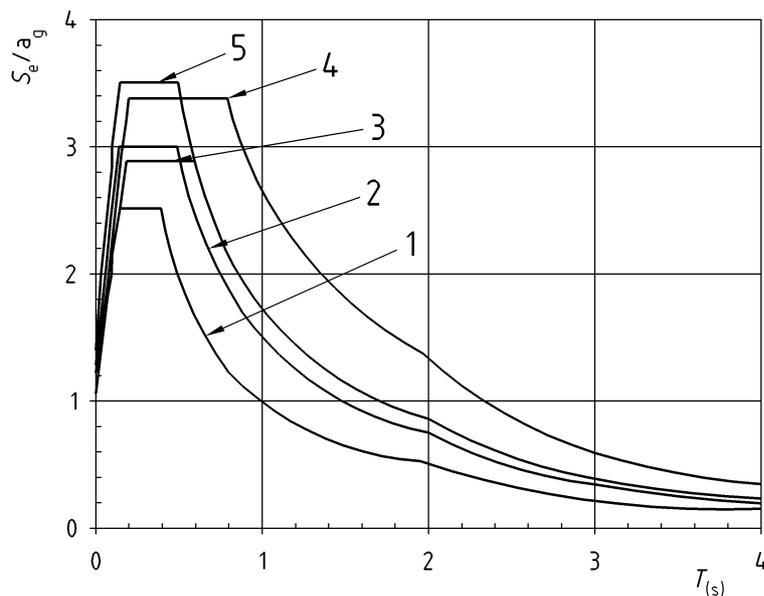
NOTE Les valeurs devant être attribuées à  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  et  $S$  pour chaque classe de sol et type (forme) de spectre à utiliser dans un pays peuvent être trouvées dans son annexe nationale. Si la géologie profonde n'est pas prise en compte (voir **3.1.2(1)**), il est recommandé d'utiliser deux types de spectre : les types 1 et 2. Si les séismes qui contribuent le plus à l'aléa sismique défini pour le site dans le cadre de l'évaluation probabiliste de l'aléa ont une magnitude déduite des ondes de surface,  $M_s$ , inférieure ou égale à 5,5, il est recommandé d'adopter le type de spectre 2. Pour les cinq classes de sol A, B, C, D et E, les valeurs recommandées des paramètres  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$  sont données dans le Tableau 3.2 pour le spectre de type 1 et dans le Tableau 3.3 pour le spectre de type 2. Les Figures 3.2 et 3.3 montrent respectivement les formes des spectres recommandés de type 1 et de type 2, pour 5 % d'amortissement et normalisé par  $a_g$ . Différents spectres peuvent être définis dans l'annexe nationale si la géologie profonde est prise en compte.

**Tableau 3.2 — Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 1**

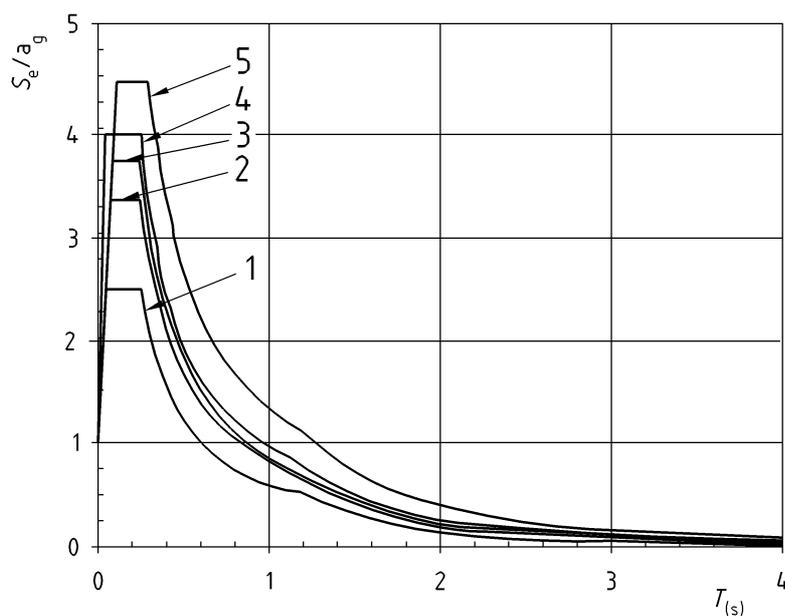
Classe de sol	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

**Tableau 3.3 — Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 2**

Classe de sol	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2



**Figure 3.2 — Spectres de réponse élastique de type 1 recommandés pour les sols de classes A à E (à 5 % d'amortissement)**



**Figure 3.3 — Spectres de réponse élastique de type 2 recommandés pour les sols de classes A à E (à 5 % d'amortissement)**

NOTE 2 Pour les sols de classes  $S_1$  et  $S_2$ , il convient de mener des études particulières pour déterminer les valeurs correspondantes de  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$ .

(3) La valeur du coefficient de correction d'amortissement visqueux  $\eta$  peut être déterminée par l'expression :

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \zeta)} \geq 0,55 \quad \dots (3.6)$$

où :

$\zeta$  est le coefficient d'amortissement visqueux, exprimé en pourcentage.

(4) Si, dans des cas particuliers, un pourcentage d'amortissement visqueux différent de 5 % est utilisé, cette valeur est indiquée dans la partie concernée de l'EN 1998.

(5)P Le spectre de réponse élastique en déplacement,  $S_{De}(T)$ , doit être obtenu par transformation directe du spectre de réponse élastique en accélération,  $S_e(T)$ , en utilisant la relation suivante :

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad \dots (3.7)$$

(6) Il convient normalement d'appliquer la relation (3.7) pour des périodes de vibration ne dépassant pas 4,0 s. Pour les structures présentant des périodes de vibration supérieures à 4,0 s, une définition plus complète du spectre de réponse élastique en déplacement est possible.

NOTE Pour le spectre de réponse élastique de type 1 mentionné dans la note de **3.2.2.2(2)P**, une telle définition est présentée dans l'annexe informative A en termes de spectre de réponse en déplacement. Pour les périodes supérieures à 4,0 s, le spectre de réponse élastique en accélération peut être déduit du spectre de réponse élastique en déplacement en inversant la relation (3.7).

### 3.2.2.3 Spectre de réponse élastique vertical

(1)P La composante verticale de l'action sismique doit être représentée par un spectre de réponse élastique,  $S_{ve}(T)$ , calculé en utilisant les expressions (3.8) à (3.11).

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad \dots (3.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad \dots (3.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad \dots (3.10)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad \dots (3.11)$$

NOTE Les valeurs devant être attribuées à  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  et  $a_{vg}$  pour chaque classe de sol et type (forme) de spectre à utiliser dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. Il est recommandé d'utiliser deux types de spectre : les types 1 et 2. Comme pour les spectres qui définissent les composantes horizontales de l'action sismique, si les séismes qui contribuent le plus à l'aléa sismique défini pour le site dans le cadre de l'évaluation probabiliste de l'aléa ont une magnitude déduite des ondes de surface,  $M_S$ , inférieure ou égale à 5.5, il est recommandé d'adopter le type de spectre 2. Pour les cinq classes de sol A, B, C, D et E, les valeurs recommandées des paramètres qui décrivent les spectres verticaux sont données dans le Tableau 3.4. Ces valeurs recommandées ne s'appliquent pas aux sols spéciaux de classes  $S_1$  et  $S_2$ .

**Tableau 3.4 — Valeurs recommandées des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical**

Spectre	$a_{vg}/a_g$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
Type 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Type 2	0,45	0,05	0,15	1,0

### 3.2.2.4 Déplacement de calcul du sol

(1) Sauf dans le cas où des études particulières, basées sur les informations disponibles, conduiraient à une autre valeur, le déplacement de calcul au niveau du sol  $d_g$ , correspondant à l'accélération de calcul au niveau du sol, peut être estimée à l'aide de l'expression suivante :

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad \dots (3.12)$$

les valeurs de  $a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$  et  $T_D$  étant celles définies en **3.2.2.2**.

### 3.2.2.5 Spectre de calcul pour l'analyse élastique

(1) La capacité des systèmes structuraux à résister à des actions sismiques dans le domaine non linéaire permet en général d'effectuer leur dimensionnement pour résister à des forces plus faibles que celles correspondant à une réponse linéaire élastique.

(2) Afin d'éviter d'effectuer, pour le dimensionnement, une analyse structurale non élastique explicite, la capacité de dissipation d'énergie de la structure, obtenue principalement par le comportement ductile de ses éléments et/ou d'autres mécanismes, est prise en compte en réalisant une analyse élastique fondée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre élastique, dénommé ci-après «spectre de calcul». Cette réduction est réalisée en introduisant le coefficient de comportement  $q$ .

(3)P Le coefficient de comportement  $q$  est une approximation du rapport entre les forces sismiques que la structure subirait si sa réponse était complètement élastique avec un amortissement visqueux de 5 % et les forces sismiques qui peuvent être utilisées lors de la conception et du dimensionnement, avec un modèle linéaire conventionnel, en continuant d'assurer une réponse satisfaisante de la structure. Les valeurs du coefficient de comportement  $q$ , incluant également l'influence d'amortissements visqueux différents de 5 %, sont indiquées, pour divers matériaux et systèmes structuraux, selon divers niveaux de ductilité, dans les parties concernées de l'EN 1998. Les valeurs du coefficient de comportement  $q$  peuvent être différentes dans des directions horizontales différentes, bien que la classe de ductilité doive être la même dans toutes les directions.

(4)P Pour les composantes horizontales de l'action sismique, le spectre de calcul,  $S_d(T)$ , doit être défini par les expressions suivantes :

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \dots (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad \dots (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad \dots (3.15)$$

$$T_D \leq T : \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad \dots (3.16)$$

où :

$a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$  et  $T_D$  sont définis en **3.2.2.2** ;

$S_d(T)$  est le spectre de calcul ;

$q$  est le coefficient de comportement ;

$\beta$  est le coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal.

NOTE La valeur devant être attribuée à  $\beta$  pour être utilisée dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est  $\beta = 0,2$ .

(5) Pour la composante verticale de l'action sismique, le spectre de calcul est donné par les expressions s (3.13) à (3.16), avec l'accélération de calcul du sol dans la direction verticale,  $a_{vg}$ , à la place de  $a_g$ ,  $S$  pris égal à 1,0 et les autres paramètres tels que définis en **3.2.2.3**.

(6) Pour la composante verticale de l'action sismique, il convient généralement d'utiliser un coefficient de comportement  $q$  au plus égal à 1,5 pour tous les matériaux et tous les systèmes structuraux.

(7) Il convient de justifier par une analyse appropriée l'adoption de valeurs de  $q$  supérieures à 1,5 dans la direction verticale.

(8)P Le spectre de calcul tel que défini plus haut ne donne pas une représentation suffisante pour la conception et le dimensionnement de structures sur appuis parasismiques ou munies de dispositifs de dissipation d'énergie.

### 3.2.3 Autres représentations de l'action sismique

#### 3.2.3.1 Représentation temporelle

##### 3.2.3.1.1 Généralités

(1)P Le mouvement sismique peut également être représenté par une accélération du sol fonction du temps ou par des grandeurs associées (vitesse et déplacement).

(2)P Lorsqu'un modèle spatial de la structure est exigé, le mouvement sismique doit consister en trois accélérogrammes agissant simultanément. Le même accélérogramme ne peut pas être utilisé simultanément pour les deux directions horizontales. Des simplifications sont possibles conformément aux parties concernées de l'EN 1998.

(3) En fonction de la nature de l'application et des informations disponibles, la description du mouvement sismique peut être fondée sur l'utilisation d'accélérogrammes artificiels (voir 3.2.3.1.2) ou d'accélérogrammes enregistrés ou simulés (voir 3.2.3.1.3).

##### 3.2.3.1.2 Accélérogrammes artificiels

(1)P Les accélérogrammes artificiels doivent être établis de manière à correspondre aux spectres de réponse élastique donnés en 3.2.2.2 et 3.2.2.3 pour un amortissement visqueux de 5 % ( $\xi = 5\%$ ).

(2)P La durée des accélérogrammes doit être compatible avec la magnitude et les autres caractéristiques propres à l'événement sismique servant à la définition de  $a_g$ .

(3) Lorsqu'on ne dispose pas de données spécifiques, il convient que la durée minimale  $T_s$  de la partie stationnaire des accélérogrammes soit égale à 10 s.

(4) Il convient que la suite d'accélérogrammes artificiels respecte les règles suivantes :

- a) il convient d'utiliser un minimum de 3 accélérogrammes.
- b) il convient que la moyenne des valeurs de l'accélération spectrale à période nulle (calculée à partir des accélérogrammes) ne soit pas inférieure à la valeur de  $a_g S$  pour le site en question.
- c) dans le domaine des périodes comprises entre  $0,2 T_1$  et  $2 T_1$ , où  $T_1$  est la période fondamentale de la structure dans la direction suivant laquelle l'accélérogramme va être appliqué, il convient qu'aucune valeur du spectre de réponse élastique moyen avec 5 % d'amortissement, calculé à partir de tous les accélérogrammes, ne soit inférieure à 90 % de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique avec 5 % d'amortissement.

##### 3.2.3.1.3 Accélérogrammes enregistrés ou simulés

(1)P Des accélérogrammes enregistrés, ou des accélérogrammes élaborés à partir d'une simulation physique des mécanismes à la source et de propagation des ondes, peuvent être utilisés, à condition que les échantillons utilisés soient reconnus comme représentatifs des caractéristiques des sources sismogènes et des conditions de sol du site, et que leurs valeurs soient calées par rapport à la valeur de  $a_g S$  pour la zone considérée.

(2) Pour l'analyse des amplifications des mouvements de sol et pour les vérifications de la stabilité dynamique des pentes, voir l'EN 1998-5:2004, 2.2.

(3) Il convient que la suite d'accélérogrammes enregistrés ou simulés à utiliser soit conforme à 3.2.3.1.2(4).

#### 3.2.3.2 Modèle spatial de l'action sismique

(1)P Pour les structures ayant des caractéristiques particulières telles qu'il n'est pas raisonnable d'admettre l'hypothèse d'une excitation identique à tous les points d'appui, des modèles spatiaux de l'action sismique doivent être utilisés (voir 3.2.2.1(8)).

(2)P Ces modèles spatiaux doivent être en concordance avec les spectres de réponse élastique utilisés pour la définition de base de l'action sismique conformément à 3.2.2.2 et 3.2.2.3.

### 3.2.4 Combinaisons de l'action sismique avec d'autres actions

(1)P La valeur de calcul  $E_d$  des effets des actions en situation sismique doit être déterminée conformément à l'EN 1990:2002, **6.4.3.4**.

(2)P Les effets d'inertie de l'action sismique de calcul doivent être évalués en prenant en compte la présence des masses associées à toutes les charges gravitaires qui apparaissent dans la combinaison d'actions suivante :

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad \dots (3.17)$$

où :

$\psi_{E,i}$  est le coefficient de combinaison pour les actions variables  $i$  (voir 4.2.4).

(3) Les coefficients de combinaison  $\psi_{E,i}$  prennent en compte la probabilité que les charges  $\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$  ne soient pas présentes sur la totalité de la structure pendant le séisme. Ces coefficients peuvent également prendre en compte une participation réduite des masses dans le mouvement de la structure, due à un liaisonnement non rigide entre elles.

(4) Les valeurs de  $\psi_{2,i}$  sont données dans l'EN 1990:2002 et les valeurs de  $\psi_{E,i}$  pour les bâtiments ou d'autres types de structure sont données dans les parties concernées de l'EN 1998.

## 4 Dimensionnement des bâtiments

### 4.1 Généralités

#### 4.1.1 Domaine d'application

- (1)P L'Article 4 contient des règles générales pour le dimensionnement des bâtiments résistant aux séismes et doit être utilisé en liaison avec les Articles 2, 3 et 5 à 9.
- (2) Les Articles 5 à 9 concernent des règles particulières pour divers matériaux et éléments utilisés dans les bâtiments.
- (3) Des indications sur les bâtiments sur appuis parasismiques sont données dans l'Article 10.

### 4.2 Caractéristiques des bâtiments résistant aux séismes

#### 4.2.1 Principes de base de la conception

- (1)P Dans les zones sismiques, l'aléa sismique doit être pris en compte aux premiers stades de la conception d'un bâtiment, ce qui permet ainsi de réaliser un système structural qui, pour un coût acceptable, respecte les exigences fondamentales spécifiées en 2.1.
- (2) Les principes qui guident la conception vis-à-vis de l'aléa sismique sont :
- la simplicité de la structure ;
  - l'uniformité, la symétrie et l'hyperstaticité ;
  - la résistance et la rigidité dans les deux directions ;
  - la résistance et la rigidité vis-à-vis de la torsion ;
  - l'action des diaphragmes au niveau des planchers ;
  - des fondations appropriées.

Ces principes sont développés dans les paragraphes suivants.

##### 4.2.1.1 *Simplicité de la structure*

- (1) La simplicité de la structure, caractérisée par l'existence de cheminements clairs et directs des forces sismiques, est un objectif important à rechercher, parce que la modélisation, le calcul, le dimensionnement, les dispositions constructives et la mise en œuvre de structures simples étant sujets à beaucoup moins d'incertitudes, la prévision de leur comportement sismique est beaucoup plus fiable.

##### 4.2.1.2 *Uniformité, symétrie et hyperstaticité*

- (1) L'uniformité en plan se caractérise par une répartition régulière des éléments structuraux, laquelle permet des transmissions courtes et directes des forces d'inertie liées aux masses réparties dans le bâtiment. Si nécessaire, l'uniformité peut être réalisée en subdivisant l'ensemble du bâtiment, par des joints sismiques, en unités dynamiquement indépendantes, sous réserve que ces joints soient conçus de manière à éviter les entrechoquements des unités individuelles, conformément à 4.4.2.7.
- (2) L'uniformité de la structure en élévation est également souhaitable puisqu'elle tend à éliminer l'apparition de zones sensibles au niveau desquelles des concentrations de contraintes ou des demandes importantes de ductilité pourraient causer une rupture prématurée.
- (3) Une corrélation étroite entre la distribution des masses et la distribution de la résistance et de la rigidité élimine naturellement les excentricités importantes entre masse et rigidité.
- (4) Dans une configuration de bâtiments symétrique ou quasi-symétrique, une méthode appropriée pour obtenir l'uniformité est de disposer les structures symétriquement et de les distribuer régulièrement en plan.
- (5) L'utilisation d'éléments structuraux régulièrement distribués contribue à l'hyperstaticité et permet une répartition plus favorable des effets de l'action et une dissipation de l'énergie répartie sur l'ensemble de la structure.

#### **4.2.1.3 Résistance et rigidité dans les deux directions**

(1)P Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel et c'est pourquoi la structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions.

(2) Pour respecter l'alinéa (1)P ci-dessus, il convient que les éléments structuraux soient disposés en un réseau orthogonal en plan, assurant des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales.

(3) Il convient que le choix des caractéristiques de rigidité de la structure, tout en essayant de limiter les effets de l'action sismique (en tenant compte de ses spécificités liées au site), permette également d'éviter des déplacements excessifs pouvant entraîner des instabilités dues aux effets du second ordre ou des dommages importants.

#### **4.2.1.4 Résistance et rigidité à la torsion**

(1) Il convient que les structures de bâtiment possèdent, outre leur résistance et leur rigidité vis-à-vis d'actions latérales, une résistance et une rigidité appropriées à la torsion, afin de limiter les mouvements dus à la torsion qui tendent à solliciter de façon non uniforme les divers éléments de la structure. Dans ce but, il est avantageux de répartir les éléments principaux de contreventement à proximité de la périphérie du bâtiment.

#### **4.2.1.5 Action des diaphragmes au niveau des étages**

(1) Dans les bâtiments, les planchers (y compris le toit) jouent un rôle très important dans le comportement sismique d'ensemble de la structure. Ils agissent comme des diaphragmes horizontaux qui collectent les forces d'inertie et les transmettent aux éléments structuraux verticaux et rendent ces éléments solidaires pour résister à l'action sismique horizontale. L'action des planchers en tant que diaphragmes est particulièrement importante en cas de dispositions complexes et non uniformes des systèmes structuraux verticaux ou lorsque des systèmes ayant des caractéristiques de déformabilité horizontale différentes travaillent ensemble (par exemple, systèmes à contreventement mixte).

(2) Il convient que les systèmes de planchers et le toit soient dotés d'une résistance et d'une rigidité en plan adéquates et que leurs liaisons avec les systèmes structuraux verticaux soient efficaces. Il y a lieu d'accorder une attention particulière en cas de formes non compactes ou très allongées en plan et en présence d'ouvertures importantes dans les planchers ; si ces dernières sont situées à proximité des éléments structuraux verticaux principaux, elles peuvent empêcher la réalisation d'une liaison efficace entre les éléments verticaux et horizontaux de la structure.

(3) Il convient que les diaphragmes présentent une rigidité en plan suffisante pour la distribution des forces d'inertie horizontales aux systèmes structuraux verticaux conformément aux hypothèses de l'analyse (par exemple, rigidité du diaphragme, voir 4.3.1(4)), notamment lorsqu'il y a des changements significatifs de rigidité ou des décalages des éléments verticaux au-dessus et en dessous du diaphragme.

#### **4.2.1.6 Fondations adéquates**

(1)P Eu égard à l'action sismique, le dimensionnement et la construction des fondations et de leurs liaisons avec la superstructure doivent assurer une excitation sismique uniforme de l'ensemble du bâtiment.

(2) Pour les structures composées d'un nombre restreint de murs structuraux, d'épaisseurs et de rigidités différentes, il convient de choisir une fondation rigide de type caisson ou alvéolé, avec un radier et une dalle supérieure.

(3) Pour les bâtiments ayant des fondations isolées (semelles ou pieux), l'utilisation d'une dalle ou de longrines reliant ces éléments suivant les deux directions principales est recommandée, sous réserve du respect des critères et des règles de l'EN 1998-5:2004, 5.4.1.2.

#### **4.2.2 Éléments sismiques primaires et secondaires**

(1)P Plusieurs éléments structuraux (par exemple, poutres et/ou poteaux) peuvent être choisis comme éléments sismiques «secondaires», c'est-à-dire qu'ils ne font pas partie du système résistant aux actions sismiques du bâtiment. La résistance et la rigidité de ces éléments vis-à-vis des actions sismiques doivent être négligées. Il n'est pas nécessaire qu'ils satisfassent aux exigences des Articles 5 à 9. Ces éléments et leurs liaisons doivent toutefois être conçus et étudiés dans le détail de manière à maintenir l'appui des charges gravitaires lorsqu'ils sont soumis aux déplacements causés par la condition sismique de calcul la plus défavorable. Il convient de tenir compte des effets du second ordre (effets  $P-\Delta$ ) lors du dimensionnement de ces éléments.

(2) Les Articles 5 à 9 présentent des règles complémentaires par rapport à celles des EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995 et EN 1996, pour le dimensionnement et les dispositions constructives des éléments sismiques secondaires.

(3) Tous les éléments non choisis comme éléments sismiques secondaires sont considérés comme des éléments sismiques primaires. Ils sont considérés comme faisant partie du système de contreventement. Il convient de les modéliser dans l'analyse conformément à 4.3.1, ainsi que de les concevoir et de les étudier en détail pour la résistance aux séismes conformément aux règles des Articles 5 à 9.

(4) Il convient que la contribution de tous les éléments sismiques secondaires à la raideur latérale ne dépasse pas de plus de 15 % celle de tous les éléments sismiques primaires.

(5) Il n'est pas permis de choisir certains éléments structuraux en tant qu'éléments sismiques secondaires en vue de modifier la classification de la structure de structure irrégulière à structure régulière, comme décrit en 4.2.3.

## 4.2.3 Critères de régularité de la structure

### 4.2.3.1 Généralités

(1)P En vue du dimensionnement sismique, les structures de bâtiment sont classées en structures régulières et structures irrégulières.

NOTE Dans les bâtiments composés de plus d'une unité dynamiquement indépendante, la classification visée au présent alinéa et les critères associés du 4.2.3 font référence à chaque unité dynamiquement indépendante. Pour de telles structures, «bâtiment» signifie «unité dynamiquement indépendante» dans 4.2.3.

(2) Cette distinction a des implications sur les aspects suivants du dimensionnement sismique :

- le modèle de structure peut être un modèle simplifié plan, ou bien un modèle spatial ;
- la méthode d'analyse peut être soit une analyse spectrale simplifiée (méthode des forces latérales), soit une analyse modale ;
- la valeur du coefficient de comportement  $q$ , qui doit être minorée pour les bâtiments irréguliers en élévation (voir 4.2.3.3).

(3)P En ce qui concerne les conséquences de la régularité de la structure sur son analyse et son dimensionnement, on prend en compte séparément les caractéristiques de régularité du bâtiment en plan et en élévation (Tableau 4.1).

**Tableau 4.1 — Conséquences de la régularité de la structure sur l'analyse et le calcul sismique**

Régularité		Simplifications admises		Coefficient de comportement
Plan	Élévation	Modèle	Analyse élastique linéaire	(pour l'analyse linéaire)
Oui	Oui	Plan	Force latérale <sup>a)</sup>	Valeur de référence
Oui	Non	Plan	Modale	Valeur minorée
Non	Oui	Spatial <sup>b)</sup>	Force latérale <sup>a)</sup>	Valeur de référence
Non	Non	Spatial	Modale	Valeur minorée

*a) Si la condition de 4.3.3.2.1(2) est également satisfaite.*

*b) Dans les conditions particulières indiquées en 4.3.3.1(8), un modèle plan séparé peut être utilisé dans chaque direction horizontale, conformément à 4.3.3.1(8).*

(4) Les critères décrivant la régularité en plan et en élévation sont indiqués en 4.2.3.2 et 4.2.3.3. Les règles concernant la modélisation et l'analyse sont indiquées en 4.3.

(5)P Il convient de considérer les critères de régularité donnés en 4.2.3.2 et 4.2.3.3 comme des conditions nécessaires. Il doit être vérifié que la régularité envisagée pour la structure du bâtiment n'est pas altérée par d'autres caractéristiques non incluses dans ces critères.

(6) Les valeurs de référence des coefficients de comportement sont indiquées dans les Articles 5 à 9.

(7) Pour les bâtiments irréguliers, les valeurs minorées des coefficients de comportement sont données par les valeurs de référence multipliées par 0,8.

#### 4.2.3.2 Critères de régularité en plan

(1)P Un bâtiment classé comme régulier en plan doit respecter toutes les conditions données dans les alinéas suivants.

(2) La structure du bâtiment doit être approximativement symétrique en plan par rapport à deux directions orthogonales, en ce qui concerne la raideur latérale et la distribution de la masse.

(3) La configuration en plan doit être compacte, c'est-à-dire qu'elle doit être délimitée pour chaque plancher par un contour polygonal curviligne. Lorsqu'il existe des retraits par rapport à ce contour (angles rentrants ou retraits en rive), la régularité en plan peut toujours être considérée comme satisfaite si ces retraits n'affectent pas la raideur en plan et si, pour chacun d'eux, la surface comprise entre le contour du plancher et le contour polygonal convexe enveloppant le plancher ne dépasse pas 5 % de la surface du plancher.

(4) La raideur en plan des planchers doit être suffisamment importante, comparée à la raideur latérale des éléments verticaux de structure, pour que la déformation du plancher ait peu d'effet sur la distribution des forces entre les éléments verticaux de structure. À cet égard, il convient que les formes en L, H, I et X fassent l'objet d'une attention particulière, notamment en ce qui concerne la raideur des excroissances, qui doit être comparable à celle de la partie centrale afin de respecter la condition de rigidité du diaphragme. Il convient de considérer l'application du présent paragraphe vis-à-vis du comportement d'ensemble du bâtiment.

(5) L'élanement  $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$  de la section en plan du bâtiment ne doit pas être supérieur à 4, où  $L_{\max}$  et  $L_{\min}$  sont respectivement la plus grande et la plus petite dimension en plan du bâtiment mesurées dans les directions orthogonales.

(6) À chaque niveau et pour chaque direction de calcul  $x$  et  $y$ , l'excentricité structurale doit vérifier les deux conditions ci-dessous, qui sont exprimées pour la direction de calcul  $y$  :

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad \dots (4.1a)$$

$$r_x \geq I_s \quad \dots (4.1b)$$

où :

$e_{ox}$  est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction  $x$  perpendiculaire à la direction de calcul considérée ;

$r_x$  est la racine carrée du rapport de la rigidité de torsion à la rigidité latérale dans la direction  $y$  (« rayon de torsion ») ;

$I_s$  est le rayon de giration massique du plancher en plan (racine carrée du rapport entre le moment d'inertie polaire du plancher en plan par rapport au centre de gravité du plancher et la masse du plancher).

Les définitions du centre de rigidité et du rayon de torsion  $r$  sont indiquées dans les alinéas (7) à (9) du présent paragraphe.

(7) Dans les bâtiments à un seul étage, le centre de rigidité est défini comme le centre de rigidité latérale de tous les éléments sismiques primaires. Le rayon de torsion  $r$  est défini comme la racine carrée du rapport de la rigidité de torsion globale par rapport au centre de raideur latérale à la rigidité latérale globale dans une direction, en prenant en compte tous les éléments sismiques primaires dans cette direction.

(8) Dans les bâtiments comportant plusieurs étages, seules des définitions approximatives du centre de rigidité et du rayon de torsion sont possibles. Il est possible d'utiliser une définition simplifiée, pour classer la structure comme régulière en plan ou non et pour l'analyse approximative des effets de torsion, si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

a) tous les éléments du contreventement, comme les noyaux centraux, les murs ou les portiques, sont continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment ;

b) les déformations des éléments individuels de contreventement soumis à des charges horizontales ne sont pas très différentes. Cette condition peut être considérée comme satisfaite dans le cas de systèmes de portiques et de systèmes de murs. En générale, elle n'est pas satisfaite avec des systèmes à contreventement mixte.

NOTE L'annexe nationale au présent document peut inclure des références à des documents donnant des définitions des centres de raideur et du rayon de torsion dans les bâtiments à plusieurs niveaux, aussi bien pour celles respectant les conditions a) et b) de l'alinéa (8) que pour celles ne les respectant pas.

(9) Dans les portiques et dans les systèmes de murs élancés dominés par les déformations de flexion, les positions des centres de raideur et les rayons de torsion peuvent être calculés à tous les niveaux comme ceux associés aux moments d'inertie des sections des éléments verticaux. Si, outre les déformations de flexion, les déformations de cisaillement sont également significatives, elles peuvent être prises en compte en utilisant un moment d'inertie équivalent de la section.

### 4.2.3.3 Critères de régularité en élévation

(1)P Un bâtiment classé comme régulier en élévation doit respecter toutes les conditions données dans les alinéas suivants.

(2) Tous les éléments de contreventement, comme les noyaux centraux, les murs ou les portiques, doivent être continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment ou, lorsqu'il existe des retraits à différents niveaux, jusqu'au sommet de la partie concernée du bâtiment.

(3) La raideur latérale et la masse de chaque niveau doivent demeurer constantes ou sont réduites progressivement, sans changement brutal, entre la base et le sommet du bâtiment considéré.

(4) Dans les bâtiments à ossature, le rapport entre la résistance effective de chaque niveau et la résistance exigée par le calcul ne doit pas varier de manière disproportionnée d'un niveau à l'autre. Dans ce contexte, le cas particulier des ossatures en béton avec maçonnerie de remplissage est traité en 4.3.6.3.2.

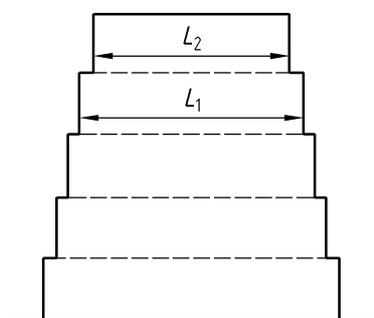
(5) Lorsque l'ouvrage présente des retraits, les dispositions supplémentaires suivantes s'appliquent :

a) dans le cas de retraits successifs maintenant une symétrie axiale, le retrait à un niveau quelconque ne doit pas être supérieur à 20 % de la dimension en plan du niveau inférieur dans la direction du retrait (voir Figure 4.1a et Figure 4.1b) ;

b) dans le cas d'un seul retrait situé dans les 15 % inférieurs de la hauteur totale du système structural principal, le retrait ne doit pas être supérieur à 50 % de la dimension en plan du niveau inférieur (voir Figure 4.1c). Dans ce cas, il convient de concevoir la structure de la partie inférieure, située à l'intérieur de la projection verticale des étages supérieurs, de manière à résister à au moins 75 % de l'effort tranchant horizontal qui agirait à ce niveau dans un bâtiment semblable n'ayant que la largeur réduite ;

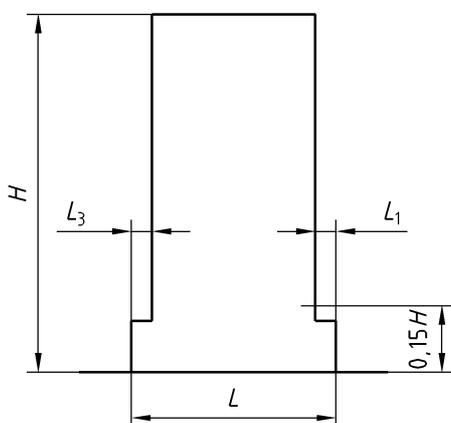
c) dans le cas de retraits non symétriques, de chaque côté, la somme des retraits de tous les niveaux ne doit pas être supérieure à 30 % de la dimension en plan au premier niveau au dessus des fondations ou au dessus du sommet d'un soubassement rigide et chaque retrait ne doit pas excéder 10 % de la dimension en plan du niveau inférieur (voir Figure 4.1d).

a)



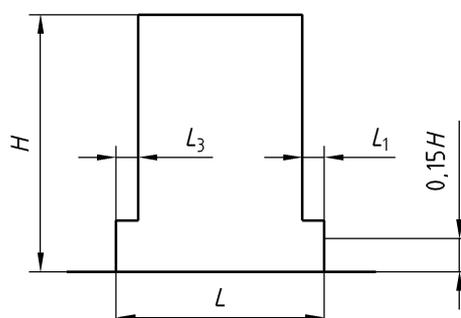
Critère pour a) :  $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$

c) (Le retrait a lieu en dessous de 0,15 H)



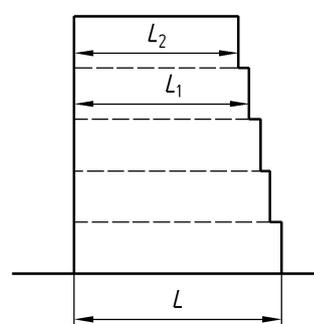
Critère pour c) :  $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$

b) (le retrait a lieu au-dessus de 0,15 H)



Critère pour b) :  $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

d)



Critères pour d) :

$$\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

Figure 4.1 — Critères de régularité des bâtiments avec retraits

#### 4.2.4 Coefficients de combinaison pour les actions variables

(1)P Les coefficients de combinaison  $\psi_{2i}$  (pour la valeur quasi-permanente de l'action variable  $q_i$ ) pour le calcul des bâtiments (voir 3.2.4) doivent être ceux indiqués dans l'EN 1990:2002, annexe A1.

(2)P Les coefficients de combinaison  $\psi_{Ei}$  introduits en 3.2.4(2)P pour le calcul des effets des actions sismiques doivent être déterminés à partir de l'expression suivante :

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad \dots (4.2)$$

NOTE Les valeurs devant être attribuées à  $\varphi$  pour être utilisées dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. Les valeurs recommandées de  $\varphi$  sont présentées dans le Tableau 4.2.

**Tableau 4.2 — Valeurs de  $\varphi$  pour le calcul de  $\psi_{Ei}$**

Type d'action variable	Étage	$\varphi$
Catégories A à C*	Toit	1,0
	Étages à occupations corrélées	0,8
	Étages à occupations indépendantes	0,5
Catégories D à F *) et archives		1,0
*) Catégories définies dans l'EN 1991-1-1:2002.		

#### 4.2.5 Catégories d'importance et coefficients d'importance

(1)P Les bâtiments sont classés en 4 catégories d'importance qui dépendent des conséquences en termes de vies humaines en cas d'effondrement, de l'importance du bâtiment pour la sécurité publique et la protection civile immédiatement après un séisme, ainsi que des conséquences économiques et sociales en cas d'effondrement.

(2)P Les catégories d'importance sont caractérisées par différents coefficients d'importance  $\gamma_I$  décrits en 2.1(3).

(3) Le coefficient d'importance  $\gamma_I = 1,0$  est associé à un événement sismique ayant une période de retour de référence comme indiqué en 3.2.1(3).

(4) Les définitions des catégories d'importance sont indiquées dans le Tableau 4.3.

**Tableau 4.3 — Catégories d'importance pour les bâtiments**

Catégorie d'importance	Bâtiments
I	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple, bâtiments agricoles, etc.
II	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories
III	Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles, etc.
IV	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple : hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.

NOTE Les catégories d'importance I II, et III ou IV correspondent approximativement aux catégories de conséquence respectives CC1, CC2 et CC3, définies dans l'EN 1990:2002, Annexe B.

(5)P La valeur de  $\gamma_1$  pour la catégorie d'importance II doit, par définition, être égale à 1,0.

NOTE Les valeurs devant être attribuées à  $\gamma_1$  pour être utilisées dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. Les valeurs de  $\gamma_1$  peuvent différer selon les zones sismiques du pays, en fonction des conditions relatives à l'aléa sismique et de considérations de sécurité publique (voir note de 2.1(4)). Les valeurs recommandées de  $\gamma_1$  pour les catégories d'importance I, III et IV sont respectivement égales à 0,8, 1,2 et 1,4.

(6) Pour les bâtiments abritant des installations ou des matériaux dangereux, il convient d'établir le coefficient d'importance selon les critères énoncés dans l'EN 1998-4.

## 4.3 Analyse de la structure

### 4.3.1 Modélisation

(1)P Le modèle du bâtiment doit représenter de manière adéquate la distribution de rigidité et de masse, de telle sorte que toutes les déformées significatives et les forces d'inertie soient représentées convenablement vis-à-vis des actions sismiques considérées. En cas d'analyse non linéaire, le modèle doit également représenter de manière adéquate la distribution de résistance.

(2) Il convient également que le modèle tienne compte de la contribution des assemblages à la déformabilité du bâtiment, par exemple, aux extrémités des poutres ou des poteaux des ossatures. Il y a lieu de prendre également en compte les éléments non structuraux qui peuvent influencer la réponse du système structural primaire.

(3) En général, la structure peut être considérée comme constituée de plusieurs systèmes résistant aux charges verticales et latérales, liés par des diaphragmes horizontaux.

(4) Lorsque les diaphragmes constitués par les planchers du bâtiment peuvent être considérés comme rigides dans leurs plans, les masses et les moments d'inertie de chaque plancher peuvent être concentrés au centre de gravité.

NOTE Le diaphragme est considéré comme rigide si, lorsqu'il est modélisé avec sa flexibilité en plan effective, ses déplacements horizontaux n'excèdent en aucun point les déplacements résultant de l'hypothèse du diaphragme rigide de plus de 10 % des déplacements horizontaux absolus correspondants dans la situation sismique de calcul.

(5) Pour les bâtiments respectant les critères de régularité en plan (voir **4.2.3.2**) ou les conditions présentées en **4.3.3.1(8)**, l'analyse peut être réalisée en utilisant deux modèles plans, un pour chaque direction principale.

(6) Dans les bâtiments en béton, les bâtiments mixtes acier-béton et les bâtiments en maçonnerie, il convient généralement d'évaluer la rigidité des éléments porteurs en tenant compte des effets de la fissuration. Il convient que cette rigidité corresponde à l'amorce de la plastification de l'armature.

(7) À moins qu'une analyse plus précise des éléments fissurés ne soit réalisée, les propriétés de rigidité élastique à la flexion et au cisaillement des éléments de béton et de maçonnerie peuvent être considérées comme égales à la moitié de la rigidité correspondante des éléments non fissurés.

(8) Il convient de tenir compte des murs de remplissage qui contribuent de manière significative à la rigidité et à la résistance latérales du bâtiment. Voir **4.3.6** pour les remplissages en maçonnerie des ossatures en béton, en acier ou mixtes.

(9)P La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle, chaque fois qu'elle peut avoir une influence défavorable globale sur la réponse de la structure.

NOTE La déformabilité des fondations (y compris l'interaction sol-structure) peut toujours être prise en compte, y compris dans les cas où elle a des effets bénéfiques.

(10)P Les masses doivent être calculées à partir des charges gravitaires qui apparaissent dans la combinaison d'actions indiquée en **3.2.4**. Les coefficients de combinaison  $\psi_{Ei}$  sont indiqués en **4.2.4(2)P**.

### 4.3.2 Effets accidentels de torsion

(1)P Afin de tenir compte des incertitudes concernant la localisation des masses et la variation spatiale du mouvement sismique, le centre de gravité calculé de chaque plancher  $i$  doit être déplacé dans chaque direction, par rapport à sa position nominale, d'une excentricité accidentelle additionnelle :

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad \dots (4.3)$$

où :

$e_{ai}$  est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau  $i$  par rapport à sa position nominale, appliquée dans la même direction à tous les niveaux ;

$L_i$  est la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

### 4.3.3 Méthodes d'analyse

#### 4.3.3.1 Généralités

(1) Dans le cadre du domaine d'application de l'Article 4, les effets sismiques et les effets des autres actions présentes dans la situation sismique de calcul peuvent être déterminés sur la base d'un comportement élastique linéaire de la structure.

(2)P La méthode de référence pour déterminer les effets sismiques doit être l'analyse modale spectrale utilisant un modèle élastique linéaire de la structure et le spectre de calcul donné en 3.2.2.5.

(3) En fonction des caractéristiques de la structure du bâtiment, l'un des deux types d'analyse élastique linéaire ci-dessous peut être utilisé :

- a) la «méthode d'analyse par forces latérales» pour les bâtiments respectant les conditions indiquées en 4.3.3.2 ;
- b) «l'analyse modale utilisant le spectre de réponse» qui est applicable à tous les types de bâtiments (voir 4.3.3.3).

(4) Comme variantes aux méthodes linéaires, des méthodes non linéaires peuvent également être utilisées, telles que :

- c) l'analyse statique non linéaire (analyse en poussée progressive, «push-over») ;
- d) l'analyse chronologique non linéaire (dynamique),

pourvu que les conditions spécifiées dans les alinéas (5) et (6) du présent paragraphe et en 4.3.3.4 soient satisfaites.

NOTE Pour les bâtiments sur appuis parasismiques, les conditions dans lesquelles les méthodes linéaires a) et b) ou non linéaires c) et d) peuvent être utilisées sont indiquées dans l'Article 10. Pour les bâtiments sans appuis parasismiques, les méthodes linéaires de 4.3.3.1(3) peuvent toujours être utilisées, comme spécifié en 4.3.3.2.1. La question de savoir si les méthodes non linéaires de 4.3.3.1(4) peuvent également être appliquées dans un pays aux bâtiments sans appuis parasismiques sera indiquée dans l'annexe nationale au présent document. L'annexe nationale peut aussi inclure des informations complémentaires sur les capacités de déformation des éléments et les coefficients partiels associés à utiliser dans les vérifications aux états limites ultimes, conformément à 4.4.2.2(5).

(5) Il convient de justifier convenablement les analyses non linéaires en ce qui concerne la sollicitation sismique d'entrée, le modèle constitutif utilisé, la méthode d'interprétation des résultats de l'analyse et les exigences à respecter.

(6) Il convient que les structures sans appuis parasismiques conçues sur la base d'une analyse non linéaire en poussée progressive sans utiliser le coefficient de comportement  $q$  (voir 4.3.3.4.2.1(1)d) respectent également les dispositions de 4.4.2.2(5) ainsi que les règles des Articles 5 à 9 pour les structures dissipatives.

(7) L'analyse élastique linéaire peut être effectuée en utilisant deux modèles plans, un pour chaque direction horizontale principale, si les critères de régularité en plan sont respectés (voir 4.2.3.2).

(8) En fonction de la catégorie d'importance du bâtiment, l'analyse élastique linéaire peut être effectuée en utilisant deux modèles plans, un pour chaque direction horizontale principale, même si les critères de régularité en plan définis en 4.2.3.2 ne sont pas respectés, sous réserve que toutes les conditions de régularité particulières suivantes soient respectées :

- a) le bâtiment doit avoir des éléments de façade et des cloisons bien répartis et relativement rigides ;
- b) la hauteur du bâtiment ne doit pas dépasser 10 m ;

- c) la rigidité en plan des planchers doit être suffisamment importante comparée à la rigidité latérale des éléments verticaux de la structure pour que le comportement des diaphragmes puisse être considéré comme rigide ;
- d) les centres de rigidité latérale et de gravité doivent être chacun approximativement sur une ligne verticale et, dans les deux directions horizontales d'analyse, respectent les conditions  $r_x^2 > I_s^2 + e_{ox}^2$ ,  $r_y^2 > I_s^2 + e_{oy}^2$ , expressions dans lesquelles le rayon de giration  $I_s$ , les rayons de torsion  $r_x$  et  $r_y$  et les excentricités naturelles  $e_{ox}$  et  $e_{oy}$  sont définis en **4.2.3.2(6)**.

NOTE La valeur du coefficient d'importance  $\gamma_1$  en dessous de laquelle la simplification de l'analyse selon **4.3.3.1(8)** est autorisée dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document.

(9) Pour les bâtiments qui respectent les conditions de **(8)** du présent paragraphe, à l'exception de l'alinéa d), une analyse élastique linéaire utilisant deux modèles plans, un dans chaque direction horizontale principale, peut également être effectuée, mais dans ce cas, il convient de multiplier par 1,25 tous les effets des actions sismiques résultant de l'analyse.

(10)P Les bâtiments qui ne respectent pas les critères énoncés en **(7)** à **(9)** du présent paragraphe doivent être analysés à l'aide d'un modèle spatial.

(11)P Lorsqu'un modèle spatial est utilisé, l'action sismique de calcul doit être appliquée suivant toutes les directions horizontales appropriées (en fonction de la configuration de la structure du bâtiment) et leurs directions horizontales orthogonales. Pour les bâtiments dont les éléments résistants sont disposés suivant deux directions perpendiculaires, ces deux directions doivent être considérées comme les directions les plus appropriées.

#### 4.3.3.2 Méthode d'analyse par forces latérales

##### 4.3.3.2.1 Généralités

(1)P Ce type d'analyse peut être appliqué aux bâtiments dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions de modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale.

(2) Les exigences de l'alinéa **(1)P** du présent paragraphe sont considérées comme satisfaites dans les bâtiments qui remplissent les deux conditions suivantes :

a) ils présentent dans les deux directions des périodes de vibration  $T_1$  inférieures aux valeurs suivantes :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad \dots (4.4)$$

où :

$T_C$  est défini en **3.2.2.2** ;

b) ils respectent les critères de régularité en élévation donnés en **4.2.3.3**.

##### 4.3.3.2.2 Effort tranchant à la base de la structure

(1)P L'effort tranchant sismique à la base,  $F_b$ , doit être déterminé, pour chaque direction principale dans laquelle le bâtiment est analysé, au moyen de l'expression suivante :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad \dots (4.5)$$

où :

$S_d(T_1)$  est l'ordonnée du spectre de calcul (voir **3.2.2.5**) pour la période  $T_1$  ;

$T_1$  est la période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;

$m$  est la masse totale du bâtiment, au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide, calculée conformément à **3.2.4(2)** ;

$\lambda$  est le coefficient de correction, dont la valeur est égale à :  $\lambda = 0,85$  si  $T_1 \leq 2 T_C$  et si le bâtiment a plus de deux étages, autrement  $\lambda = 1,0$ .

NOTE Le coefficient  $\lambda$  traduit le fait que dans les bâtiments d'au moins trois étages avec des degrés de liberté de translation dans chaque direction horizontale, la masse modale effective du premier mode (fondamental) est inférieure, en moyenne de 15 %, à la masse totale du bâtiment.

(2) Pour déterminer les périodes fondamentales de vibration  $T_1$  des deux modèles plans du bâtiment, des expressions approchées basées sur les méthodes de dynamique des structures (par exemple, méthode de Rayleigh) peuvent être utilisées.

(3) Pour les bâtiments jusqu'à 40 m de hauteur, une valeur approchée de  $T_1$  (en s) peut être obtenue par l'expression suivante :

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad \dots (4.6)$$

où :

$C_t$  est égal à 0,085 dans le cas des portiques spatiaux en acier, à 0,075 dans le cas des portiques spatiaux en béton et pour les triangulations excentrées en acier et à 0,050 pour toutes les autres structures ;

$H$  est la hauteur du bâtiment, en m, depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide.

(4) Par ailleurs, la valeur de  $C_t$  dans l'expression (4.6) pour les structures avec des murs de contreventement en béton ou en maçonnerie, peut être prise égale à :

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad \dots (4.7)$$

où :

$$A_c = \sum \left[ A_i \cdot \left( 0,2 + \left( l_{wi} / H \right) \right)^2 \right] \quad \dots (4.8)$$

et

$A_c$  est l'aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment, en  $m^2$  ;

$A_i$  est l'aire effective de la section transversale du mur de contreventement dans la direction considérée  $i$  au premier niveau du bâtiment, en  $m^2$  ;

$H$  est comme indiqué en **(3)** du présent paragraphe ;

$l_{wi}$  est la longueur du mur de contreventement  $i$  au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées, en m, sous la condition que  $l_{wi}/H$  ne dépasse pas 0,9.

(5) En variante, la valeur de  $T_1$  (en s) peut être estimée par l'expression suivante :

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad \dots (4.9)$$

où :

$d$  est le déplacement élastique horizontal du sommet du bâtiment, en m, dû aux charges gravitaires appliquées horizontalement.

#### 4.3.3.2.3 Distribution des forces sismiques horizontales

(1) Les modes fondamentaux dans les directions d'analyse horizontales du bâtiment peuvent être calculés à l'aide de méthodes de dynamique des structures ou peuvent être déterminés approximativement en supposant que les déplacements horizontaux croissent linéairement suivant la hauteur du bâtiment.

(2)P Les effets de l'action sismique doivent être déterminés en appliquant, dans les deux modèles plans, des forces horizontales  $F_i$  à tous les étages.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad \dots (4.10)$$

où :

$F_i$  est la force horizontale agissant au niveau  $i$  ;

$F_b$  est l'effort tranchant à la base obtenu par la relation (4.5) ;

$s_i, s_j$  sont les déplacements des masses  $m_i, m_j$  dans le mode fondamental ;

$m_i, m_j$  sont les masses des niveaux calculées conformément à **3.2.4(2)**.

(3) Lorsque le mode fondamental est déterminé de manière approximative en supposant que les déplacements horizontaux croissent linéairement suivant la hauteur, les forces horizontales  $F_i$  doivent être pris comme donné par l'expression :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_j z_j \cdot m_j} \quad \dots (4.11)$$

où :

$z_i, z_j$  sont les hauteurs des masses  $m_i, m_j$  au-dessus du niveau d'application de l'action sismique (fondations ou sommet d'un soubassement rigide).

(4)P Les forces horizontales  $F_i$  déterminées comme indiqué dans le présent paragraphe doivent être distribuées dans les éléments de contreventement en supposant les planchers rigides dans leur plan.

#### 4.3.3.2.4 Effets de la torsion

(1) Dans le cas d'une répartition symétrique de la raideur latérale et de la masse et à moins que l'excentricité accidentelle de **4.3.2(1)P** ne soit prise en compte par une méthode plus précise (par exemple, celle de **4.3.3.3(1)**), les effets de torsion accidentels peuvent être pris en compte en multipliant les effets des actions dans chaque élément de contreventement résultant de l'application de **4.3.3.2.3(4)** par le coefficient  $\delta$  donné par :

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad \dots (4.12)$$

où :

$x$  est la distance en plan de l'élément considéré au centre de masse du bâtiment en plan, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée ;

$L_e$  est la distance entre les deux éléments de contreventement extrêmes, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

(2) Si l'analyse est effectuée à l'aide de deux modèles plans, un pour chaque direction horizontale principale, les effets de torsion peuvent être déterminés en doublant l'excentricité  $e_{ai}$  de l'expression (4.3) et en appliquant l'alinéa **(1)** du présent paragraphe avec le facteur 0,6 de l'expression (4.12) augmenté à 1,2.

#### 4.3.3.3 Analyse modale utilisant les spectres de réponse

##### 4.3.3.3.1 Généralités

(1)P Ce type d'analyse doit être appliqué aux bâtiments qui ne satisfont pas aux conditions données en **4.3.3.2.1(2)** pour l'application de la méthode d'analyse par forces latérales.

(2)P Les réponses de tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale doivent être prises en compte.

(3) Les prescriptions de l'alinéa **(2)P** peuvent être considérées comme satisfaites si une des conditions suivantes peut être démontrée :

— la somme des masses modales effectives pour les modes considérés atteint au moins 90 % de la masse totale de la structure ;

— tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5 % de la masse totale sont pris en compte.

NOTE La masse modale effective,  $m_k$ , correspondant à un mode  $k$ , est déterminée de sorte que l'effort tranchant à la base  $F_{bk}$  associé à ce mode, agissant dans la direction d'application de l'action sismique, puisse être exprimé par  $F_{bk} = S_d(T_k) m_k$ . Il peut être prouvé que la somme des masses modales effectives (pour tous les modes et pour une direction donnée) est égale à la masse de la structure.

(4) Lorsqu'un modèle spatial est utilisé, il convient de vérifier les conditions ci-dessus pour chaque direction considérée.

(5) Si les dispositions de l'alinéa **(3)** ne peuvent pas être vérifiées (par exemple, dans le cas de bâtiments où la contribution du mode de torsion est significative), il convient de considérer, lors d'une analyse spatiale, un nombre minimal  $k$  de modes satisfaisant aux deux conditions suivantes :

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad \dots (4.13)$$

et

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad \dots (4.14)$$

où :

$k$  est le nombre de modes à considérer ;

$n$  est le nombre de niveaux au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide ;

$T_k$  est la période de vibration du mode  $k$ .

#### 4.3.3.3.2 Combinaison des réponses modales

(1) Les réponses de deux modes de vibration  $i$  et  $j$  (y compris les modes de torsion et de translation) peuvent être prises comme indépendantes l'une de l'autre si leurs périodes  $T_i$  et  $T_j$  satisfont à la condition suivante (avec  $T_j \leq T_i$ ) :

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad \dots (4.15)$$

(2) Chaque fois que toutes les réponses modales prises en compte (voir **4.3.3.3.1(3) à (5)**), peuvent être considérées comme indépendantes les unes des autres, la valeur maximale  $E_E$  de l'effet d'une action sismique peut être prise égale à :

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad \dots (4.16)$$

où :

$E_E$  est l'effet de l'action sismique considéré (force, déplacement, etc.) ;

$E_{Ei}$  est la valeur de cet effet de l'action sismique due au mode de vibration  $i$ .

(3)P Si la condition de l'alinéa **(1)** n'est pas respectée, des procédures plus exactes pour la combinaison des réponses modales maximales, telles que la « combinaison quadratique complète », doivent être adoptées.

#### 4.3.3.3.3 Effets de la torsion

(1) Chaque fois qu'un modèle spatial est utilisé pour l'analyse, les effets de torsion accidentels cités en **4.3.2(1)** peuvent être déterminés comme l'enveloppe des effets résultant de la prise en compte de charges statiques consistant en des moments de torsion  $M_{ai}$  d'axe vertical appliqués à chaque niveau  $i$  :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad \dots (4.17)$$

où :

$M_{ai}$  est le moment de torsion d'axe vertical appliqué au niveau  $i$  ;

$e_{ai}$  est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau  $i$  déterminée conformément à l'expression (4.3) pour toutes les directions considérées ;

$F_i$  est la force horizontale agissant au niveau  $i$ , obtenue par application de **4.3.3.2.3**, pour toutes les directions considérées.

(2) Il convient de considérer les effets des charges obtenus conformément à l'alinéa **(1)** avec les signes positif et négatif (le même pour tous les étages).

(3) Chaque fois que deux modèles plans séparés sont utilisés pour l'analyse, les effets de la torsion peuvent être pris en compte en appliquant aux effets des actions calculés conformément à **4.3.3.3.2** les règles de **4.3.3.2.4(2)**.

#### 4.3.3.4 Méthodes non linéaires

##### 4.3.3.4.1 Généralités

(1)P Le modèle mathématique utilisé pour l'analyse élastique doit être étendu pour prendre en compte la résistance des éléments structuraux et leur comportement post-élastique.

(2) Au minimum, il convient d'utiliser des lois force-déformation bilinéaires pour chaque élément. Dans les bâtiments en béton armé et en maçonnerie, il convient que la rigidité élastique d'une relation force-déformation bilinéaire corresponde à celle des sections fissurées (voir **4.3.1(7)**). Dans les éléments ductiles, supposés présenter des excursions dans le domaine post-élastique pendant la réponse, il y a lieu que la rigidité élastique d'une relation bilinéaire soit la rigidité sécante au point de plastification. Des lois force-déformation tri-linéaires, qui prennent en compte les rigidités pré- et post-fissuration, sont admises.

(3) Il peut être admis un palier plastique de pente nulle. Si une dégradation de la résistance est attendue, par exemple pour les murs en maçonnerie ou pour d'autres éléments fragiles, elle doit être prise en compte dans la loi force-déformation de ces éléments.

(4) Sauf spécification contraire, il convient que les propriétés des éléments se fondent sur les valeurs moyennes des propriétés des matériaux. Pour les structures neuves, les valeurs moyennes des propriétés des matériaux peuvent être estimées à partir des valeurs caractéristiques correspondantes, sur la base des informations fournies dans les EN 1992 à EN 1996 ou dans les normes européennes relatives aux matériaux.

(5)P Les charges gravitaires conformément à **3.2.4** doivent être appliquées aux éléments appropriés dans le modèle mathématique.

(6) Il convient de prendre en compte les efforts normaux dus aux charges gravitaires lors de la détermination des relations force-déformation des éléments structuraux. Les moments fléchissants dus aux charges gravitaires dans les éléments verticaux de la structure peuvent être négligés, à moins qu'ils n'influencent de manière significative le comportement global de la structure.

(7)P L'action sismique doit être appliquée dans les directions positive et négative et les effets sismiques maximaux en résultant doivent être utilisés.

##### 4.3.3.4.2 Analyse statique non linéaire (en poussée progressive)

###### 4.3.3.4.2.1 Généralités

(1) L'analyse en poussée progressive est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et des charges horizontales qui croissent de façon monotone. Elle peut être appliquée pour vérifier la performance structurale de bâtiments nouvellement conçus ou existants pour les besoins suivants :

- a) vérifier ou revoir les valeurs du rapport de sur-résistance  $\alpha_y/\alpha_1$  (voir **5.2.2.2**, **6.3.2** et **7.3.2**) ;
- b) évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages ;
- c) évaluer la performance structurale des bâtiments existants ou renforcés, pour les besoins de l'EN 1998-3 ;
- d) comme variante au calcul basé sur une analyse élastique linéaire utilisant le coefficient de comportement  $q$ .  
Dans ce cas, il convient d'utiliser le déplacement cible indiqué en **4.3.3.4.2.6(1)P** comme base de calcul.

(2)P Les bâtiments qui ne respectent pas les critères de régularité de **4.2.3.2** ou les critères de **4.3.3.1(8)a** à e) doivent être analysés à l'aide d'un modèle spatial. Deux analyses indépendantes peuvent être faites avec, pour chaque analyse, des actions latérales appliquées dans une seule direction.

(3) Pour les bâtiments qui respectent les critères de régularité de **4.2.3.2** ou les critères de **4.3.3.1(8)a** à d), l'analyse peut être effectuée à l'aide de deux modèles plans, un pour chaque direction horizontale.

(4) Pour les bâtiments en maçonnerie peu élevés, dans lesquels le comportement des murs de la structure est dominé par le cisaillement, chaque niveau peut être analysé séparément.

(5) Les exigences de l'alinéa **(4)** sont considérées comme satisfaites si le nombre d'étages est inférieur ou égal à 3 et si le rapport de forme moyen (hauteur par largeur) des murs de la structure est inférieur à 1,0.

#### 4.3.3.4.2.2 Charges latérales

(1) Il convient d'appliquer au moins deux distributions verticales de charges latérales :

- un schéma «uniforme», fondé sur des forces latérales proportionnelles à la masse quelle que soit la hauteur (accélération uniforme) ;
- un schéma «modal», proportionnel aux forces latérales correspondant à la distribution des forces latérales, dans la direction considérée, déterminée dans l'analyse élastique (conformément à **4.3.3.2** ou **4.3.3.3**).

(2)P Les charges latérales doivent être appliquées à l'emplacement des masses dans le modèle. L'excentricité accidentelle selon **4.3.2(1)P** doit être prise en compte.

#### 4.3.3.4.2.3 Courbe de capacité

(1) Il convient de déterminer la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement de contrôle (la «courbe de capacité») par l'analyse en poussée progressive pour des valeurs du déplacement de contrôle comprises entre zéro et la valeur correspondant à 150 % du déplacement cible défini en **4.3.3.4.2.6**.

(2) Le déplacement de contrôle peut être pris au centre de gravité de la terrasse du bâtiment. Il convient de ne pas considérer le sommet d'un appentis en terrasse comme point de contrôle.

#### 4.3.3.4.2.4 Coefficient de sur-résistance

(1) Lorsque le rapport de sur-résistance ( $\alpha_U/\alpha_1$ ) est déterminé par analyse en poussée progressive, il convient d'utiliser la valeur la plus faible du coefficient de sur-résistance obtenue pour les deux distributions de charges latérales.

#### 4.3.3.4.2.5 Mécanisme plastique

(1)P Le mécanisme plastique doit être déterminé pour les deux distributions de charges latérales appliquées. Les mécanismes plastiques doivent être conformes aux mécanismes sur lesquels se fonde le coefficient de comportement  $q$  dans le calcul.

#### 4.3.3.4.2.6 Déplacement cible

(1)P Le déplacement cible doit être défini comme la demande sismique déduite du spectre de réponse élastique de **3.2.2.2** en termes de déplacement d'un système équivalent à un seul degré de liberté.

NOTE L'annexe informative B présente une procédure de détermination du déplacement cible à partir du spectre de réponse élastique.

#### 4.3.3.4.2.7 Procédure d'estimation des effets de la torsion

(1)P L'analyse en poussée progressive pratiquée avec les distributions de forces de **4.3.3.4.2.2** peut sous-estimer sensiblement les déformations du côté raide/plus résistant d'une structure flexible en torsion, c'est-à-dire une structure dont le premier mode est principalement influencé par la torsion. Il en va de même pour les déformations du côté raide/plus résistant dans une direction pour une structure dont le second mode est principalement influencé par la torsion. Pour ces structures, les déplacements du côté raide/plus résistant doivent être augmentés par rapport à ceux de la structure correspondante équilibrée du point de vue de la torsion.

NOTE Le côté raide/plus résistant en plan est le côté qui développe des déplacements horizontaux plus petits que le côté opposé sous l'action de forces latérales statiques parallèles à ce côté. Pour des structures sensibles à la torsion, les déplacements calculés en dynamique du côté raide/plus résistant peuvent être plus importants en raison de l'influence d'un mode où la torsion est prédominante.

(2) L'exigence spécifiée à l'alinéa **(1)** du présent paragraphe est supposée satisfaite si le coefficient d'amplification à appliquer aux déplacements du côté raide/plus résistant se fonde sur les résultats d'une analyse élastique modale du modèle spatial.

(3) Si deux modèles plans sont utilisés pour l'analyse de structures régulières en plan, les effets de la torsion peuvent être estimés conformément à **4.3.3.2.4** ou **4.3.3.3.3**.

#### 4.3.3.4.3 Analyse temporelle non linéaire

- (1) La réponse de la structure en fonction du temps peut être obtenue par intégration numérique directe des équations différentielles du mouvement, en utilisant les accélérogrammes définis en 3.2.3.1 pour représenter les mouvements du sol.
- (2) Il convient que les modèles des éléments structuraux soient conformes à 4.3.3.4.1(2) à (4) et soient fondés sur des règles décrivant le comportement des éléments lors de cycles post-élastiques de déchargement — rechargement. Il convient que ces règles reflètent de manière réaliste la dissipation d'énergie dans l'élément dans le domaine des amplitudes de déplacement attendu dans la situation sismique de calcul.
- (3) Si la réponse est obtenue à partir d'au moins 7 analyses chronologiques non linéaires avec des mouvements du sol conformément à 3.2.3.1, il convient d'utiliser la moyenne des valeurs obtenues par toutes ces analyses comme la valeur de calcul de l'effet des actions  $E_d$  dans les vérifications pertinentes de 4.4.2.2. Dans le cas contraire, il convient d'utiliser pour  $E_d$  la valeur la plus défavorable des valeurs de la réponse parmi les analyses effectuées.

#### 4.3.3.5 Combinaison des effets des composantes de l'action sismique

##### 4.3.3.5.1 Composantes horizontales de l'action sismique

- (1)P En général, il doit être considéré que les composantes horizontales de l'action sismique agissent simultanément (voir 3.2.2.1(3)).
- (2) La combinaison des composantes horizontales de l'action sismique peut être prise en compte comme suit.
- a) La réponse de la structure à chaque composante horizontale doit être évaluée séparément en utilisant les règles de combinaison des réponses modales indiquées en 4.3.3.3.2.
- b) La valeur maximale de chaque effet de l'action sur la structure, due aux deux composantes horizontales de l'action sismique, peut ensuite être estimée comme la racine carrée de la somme des carrés des réponses dues à chaque composante horizontale.
- c) La règle b) donne généralement une estimation sûre des valeurs probables des autres effets de l'action simultanés avec la valeur maximale obtenue comme indiqué en b). Des modèles plus exacts peuvent être utilisés pour l'estimation des valeurs simultanées probables de plusieurs effets de l'action dus aux deux composantes horizontales de l'action sismique.
- (3) Comme variante à b) et c) de l'alinéa (2) du présent paragraphe, les effets de l'action dus à la combinaison des composantes horizontales de l'action sismique peuvent être calculés en utilisant les deux combinaisons suivantes :

$$a) E_{Edx} \text{ «+» } 0,30E_{Edy} \quad \dots (4.18)$$

$$b) 0,30E_{Edx} \text{ «+» } E_{Edy} \quad \dots (4.19)$$

où :

«+» signifie «être combiné avec» ;

$E_{Edx}$  sont les effets de l'action dus à l'application de l'action sismique le long de l'axe horizontal  $x$  choisi pour la structure ;

$E_{Edy}$  sont les effets de l'action dus à l'application de la même action sismique, le long de l'axe horizontal orthogonal  $y$  de la structure.

(4) Si le système structural ou la classification de régularité en élévation du bâtiment est différente dans des directions horizontales différentes, la valeur du coefficient de comportement  $q$  peut également être différente.

(5)P Dans les combinaisons ci-dessus, le signe adopté pour chaque composante doit être le plus défavorable pour l'effet particulier considéré.

(6) Lorsqu'une analyse statique non linéaire (en poussée progressive) est utilisée avec un modèle spatial, il convient d'appliquer les règles des alinéas (2) et (3) du présent paragraphe, en considérant comme  $E_{Edx}$  les forces et déformations dues à l'application du déplacement cible dans la direction  $x$  et comme  $E_{Edy}$  les forces et déformations dues à l'application du déplacement cible dans la direction  $y$ . Il convient que les forces internes résultant de la combinaison ne dépassent pas les capacités correspondantes.

(7)P Lorsqu'une analyse chronologique non linéaire est utilisée avec un modèle spatial de la structure, des accélérogrammes agissant simultanément doivent être pris pour agir dans les deux directions.

(8) Pour les bâtiments qui respectent les critères de régularité en plan et pour lesquels des murs ou des systèmes triangulés indépendants dans les deux directions principales sont les seuls éléments sismiques primaires (voir 4.2.2), il peut être supposé que l'action sismique agit indépendamment et sans avoir à considérer les combinaisons (2) et (3) du présent paragraphe, suivant les deux axes principaux horizontaux et orthogonaux de la structure.

#### 4.3.3.5.2 Composante verticale de l'action sismique

(1) Si  $a_{vg}$  est supérieure à 0,25 g (2,5 m/s<sup>2</sup>), il convient de prendre en compte la composante verticale de l'action sismique, définie en 3.2.2.3, dans les cas suivants :

- éléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 20 m de portée ou plus ;
- éléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 5 m de long ;
- éléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux ;
- poutres supportant des poteaux ;
- structures sur appuis parasismiques.

(2) L'analyse permettant de déterminer les effets de la composante verticale de l'action sismique peut être réalisée sur la base d'un modèle partiel de la structure qui inclut les éléments dans lesquels la composante verticale est supposée agir (par exemple, les éléments énoncés dans l'alinéa précédent) et prend en compte la rigidité des éléments adjacents.

(3) Il est nécessaire de prendre en compte les effets de la composante verticale seulement pour les éléments considérés (par exemple, ceux énoncés en (1) du présent paragraphe) et pour les éléments supports ou les infrastructures qui leur sont directement associés.

(4) Si les composantes horizontales de l'action sismique doivent également être considérées pour ces éléments, les règles de 4.3.3.5.1(2) peuvent être appliquées, en les étendant aux trois composantes de l'action sismique. En variante, les trois combinaisons suivantes peuvent être utilisées pour le calcul des effets de l'action :

$$a) E_{Edx} \llcorner + \llcorner 0,30 E_{Edy} \llcorner + \llcorner 0,30 E_{Edz} \quad \dots (4.20)$$

$$b) 0,30 E_{Edx} \llcorner + \llcorner E_{Edy} \llcorner + \llcorner 0,30 E_{Edz} \quad \dots (4.21)$$

$$c) 0,30 E_{Edx} \llcorner + \llcorner 0,30 E_{Edy} \llcorner + \llcorner E_{Edz} \quad \dots (4.22)$$

où :

«+» signifie «être combiné avec» ;

$E_{Edx}$  et  $E_{Edy}$  comme en 4.3.3.5.1(3) ;

$E_{Edz}$  sont les effets de l'action dus à l'application de la composante verticale de l'action sismique de calcul définie en 3.2.2.5(6).

(5) Si une analyse statique non linéaire (en poussée progressive) est effectuée, la composante verticale de l'action sismique peut être négligée.

#### 4.3.4 Calcul du déplacement

(1)P Si une analyse linéaire est effectuée, les déplacements produits par l'action sismique de calcul doivent être calculés sur la base des déformations élastiques du système structural à l'aide de l'expression simplifiée suivante :

$$d_s = q_d d_e \quad \dots (4.23)$$

avec :

$d_s$  déplacement d'un point du système structural dû à l'action sismique de calcul ;

$q_d$  coefficient de comportement lié au déplacement, supposé égal à  $q$ , sauf indication contraire ;

$d_e$  déplacement du même point du système structural, déterminé par une analyse linéaire basée sur le spectre de réponse de calcul, conformément à 3.2.2.5.

Il n'est pas nécessaire que la valeur de  $d_s$  soit supérieure à la valeur déduite du spectre de réponse élastique.

NOTE En général,  $q_d$  est supérieur à  $q$  si la période fondamentale de la structure est inférieure à  $T_C$  (voir Figure B.2).

(2)P Lorsque l'on détermine les déplacements  $d_e$ , les effets de torsion de l'action sismique doivent être pris en compte.

(3) Dans une analyse non linéaire, statique ou dynamique, les déplacements sont ceux obtenus directement par l'analyse, sans modification.

#### 4.3.5 Éléments non structuraux

##### 4.3.5.1 Généralités

(1)P Les éléments non structuraux (éléments accessoires) des bâtiments (par exemple, garde-corps, antennes, éléments mécaniques secondaires et équipements, murs rideaux, cloisons, clôtures) qui peuvent, en cas de rupture, exposer les personnes à des risques ou affecter la structure principale du bâtiment ou l'exploitation des installations présentant des risques particuliers, doivent être vérifiés — ainsi que leurs supports — en vue de résister à l'action sismique de calcul.

(2)P Dans le cas d'éléments non structuraux de grande importance ou particulièrement dangereux, l'analyse sismique doit être fondée sur une modélisation réaliste des structures concernées et sur l'utilisation de spectres de réponse appropriés. Ces derniers sont déduits de la réponse des éléments de structure formant support et faisant partie du système sismique principal.

(3) Dans tous les autres cas, des simplifications de cette procédure (par exemple, comme indiqué en 4.3.5.2(2)) sont admises, sous réserve de justification.

##### 4.3.5.2 Vérifications

(1)P Les éléments non structuraux, ainsi que leurs liaisons, tirants ou ancrages, doivent être vérifiés pour la situation sismique de calcul (voir 3.2.4).

NOTE Il convient de prendre en compte la transmission locale des efforts dus à l'ancrage des éléments non-structuraux sur la structure, ainsi que leur influence sur le comportement structurel. Les dispositions à prendre pour l'ancrage dans le béton sont donnés dans l'EN1992-1-1:2004, 2.7.

(2) Les effets de l'action sismique peuvent être déterminés en appliquant aux éléments non structuraux une force horizontale  $F_a$  définie comme suit :

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad \dots (4.24)$$

avec :

$F_a$  force sismique horizontale, agissant au centre de gravité de l'élément non structural, dans la direction la plus défavorable ;

$W_a$  poids de l'élément ;

$S_a$  coefficient sismique applicable aux éléments non structuraux (voir (3) du présent paragraphe) ;

$\gamma_a$  coefficient d'importance de l'élément (voir 4.3.5.3) ;

$q_a$  coefficient de comportement de l'élément (voir le Tableau 4.4) ;

(3) Le coefficient sismique  $S_a$  peut être calculé en utilisant l'expression suivante :

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [3 (1 + z/H) / (1 + (1 - T_a/T_1)^2) - 0,5] \quad \dots (4.25)$$

avec :

$\alpha$  rapport entre l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A,  $a_g$ , et l'accélération de la pesanteur  $g$  ;

$S$  paramètre du sol ;

$T_a$  période fondamentale de vibration de l'élément non structural ;

$T_1$  période fondamentale de vibration du bâtiment dans la direction appropriée ;

$z$  hauteur de l'élément non structural au-dessus du niveau d'application de l'action sismique (au-dessus du niveau des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide) ;

$H$  hauteur du bâtiment depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide.

La valeur du coefficient sismique  $S_a$  ne peut pas être prise inférieure à  $\alpha \cdot S$ .

#### 4.3.5.3 Coefficients d'importance

- (1)P Pour les éléments non structuraux suivants, le coefficient d'importance  $\gamma_a$  ne doit pas être inférieur à 1,5 :
- éléments d'ancrages de machines et d'équipements nécessaires au fonctionnement des réseaux vitaux ;
  - réservoirs et récipients contenant des substances toxiques ou explosives, présentant des risques pour la sécurité publique.
- (2) Dans tous les autres cas, le coefficient d'importance  $\gamma_a$  d'un élément non structural peut être pris égal à 1,0.

#### 4.3.5.4 Coefficients de comportement

- (1) Les valeurs maximales du coefficient de comportement  $q_a$  pour les éléments non structuraux sont indiquées dans le Tableau 4.4.

Tableau 4.4 — Valeurs de  $q_a$  pour les éléments non structuraux

Type d'élément non structural	$q_a$
Garde-corps ou ornements Signalisations et panneaux d'affichage Cheminées, mâts et réservoirs sur poteaux se comportant en consoles non contreventées sur plus de la moitié de leur hauteur totale	1,0
Murs de façade et intermédiaires Cloisons et façades Cheminées, mâts et réservoirs sur poteaux, se comportant en consoles non contreventées sur moins de la moitié de leur hauteur totale, ou contreventées ou haubanées à la structure au niveau ou au-dessus de leur centre de gravité Éléments de fixations des meubles lourds et des bibliothèques supportés par les planchers Éléments de fixations des faux-plafonds et autres dispositifs légers de fixation	2,0

#### 4.3.6 Mesures complémentaires pour les ossatures avec remplissage en maçonnerie

##### 4.3.6.1 Généralités

(1)P **4.3.6.1 à 4.3.6.3** s'appliquent à des systèmes à ossatures ou équivalents à des ossatures, soit en béton de classe DCH (voir Article 5), soit en acier ou mixtes (acier-béton) de classe DCH (voir Articles 6 et 7), avec remplissages en maçonnerie non structuraux, interagissant avec la structure, qui remplissent toutes les conditions suivantes :

- a) ils sont construits après le décoffrage de l'ossature en béton ou l'assemblage de l'ossature en acier ;
- b) ils sont au contact de l'ossature (c'est-à-dire sans joints de séparation particuliers), mais sans liaison structurale avec l'ossature (par tirants, ceintures, montants ou connecteurs) ;
- c) ils sont en principe considérés comme des éléments non structuraux.

(2) Bien que le domaine d'application de paragraphes **4.3.6.1 à 4.3.6.3** soit limité conformément à l'alinéa (1)P du présent paragraphe, ces paragraphes donnent des critères de bonne pratique qu'il peut être avantageux d'adopter pour les structures en béton, en acier ou mixtes de classe DCM ou DCL avec remplissages en maçonnerie. En particulier pour les panneaux qui peuvent être vulnérables à des ruptures hors plan, la présence de chaînages peut permettre de réduire le risque d'effondrement de la maçonnerie.

(3)P Les dispositions de **1.3(2)** concernant des modifications éventuelles ultérieures de la structure doivent s'appliquer également aux remplissages.

(4) Pour les systèmes de murs et les systèmes de contreventement mixte équivalents à des murs, ainsi que pour les systèmes triangulés en acier ou mixtes acier-béton, l'interaction avec les remplissages en maçonnerie peut être négligée.

(5) Si les remplissages en maçonnerie structuraux constituent une partie du système de contreventement, il convient d'effectuer l'analyse et le calcul conformément aux critères et règles donnés dans l'Article 9 pour les maçonneries chaînées.

(6) Les exigences et les critères donnés en 4.3.6.2 sont considérés comme satisfaits si les règles indiquées en 4.3.6.3 et 4.3.6.4 et les règles particulières des Articles 5 à 7 sont respectées.

#### 4.3.6.2 Exigences et critères

(1)P Les conséquences de l'irrégularité en plan produite par les remplissages doivent être prises en compte.

(2)P Les conséquences de l'irrégularité en élévation produite par les remplissages doivent être prises en compte.

(3)P Les incertitudes importantes dues au comportement des remplissages (à savoir la variabilité de leurs propriétés mécaniques et de leurs conditions d'appui sur l'ossature, les éventuelles modifications de leur configuration durant la vie du bâtiment, ainsi que la non-uniformité des dommages subis durant le séisme) doivent être prises en compte.

(4)P Les éventuels effets défavorables dus à l'interaction ossature/remplissage (par exemple, rupture d'effort tranchant des poteaux provenant de l'action de bielles diagonales dans les remplissages) doivent être pris en compte (voir Articles 5 à 7).

#### 4.3.6.3 Irrégularités dues aux remplissages de maçonnerie

##### 4.3.6.3.1 Irrégularités en plan

(1) Il convient d'éviter les dispositions très irrégulières, dissymétriques ou non uniformes en plan (en tenant compte de l'importance des ouvertures et des perforations dans les panneaux de remplissage).

(2) En cas d'irrégularités prononcées en plan dues à la disposition dissymétrique des remplissages (par exemple, la présence de remplissages sur deux façades consécutives du bâtiment), il convient d'utiliser des modèles spatiaux pour l'analyse de la structure. Il convient d'inclure les remplissages dans le modèle de la structure et de réaliser une étude de sensibilité concernant la position et les propriétés des remplissages (par exemple, en ignorant l'un des trois ou quatre panneaux dans une ossature plane, notamment sur les côtés les plus flexibles). Il convient d'accorder une importance particulière à la vérification des éléments structuraux sur les côtés flexibles de la vue en plan (c'est-à-dire les plus éloignés du côté où sont concentrés les remplissages), en fonction des effets de tout mouvement de torsion causé par les remplissages.

(3) Il convient d'ignorer les panneaux de remplissage contenant plusieurs ouvertures ou perforations significatives (par exemple, une porte et une fenêtre, etc.) dans un modèle construit pour effectuer des analyses conformément à l'alinéa (2) du présent paragraphe.

(4) Lorsque les remplissages en maçonnerie ne sont pas distribués régulièrement, mais sans que cela constitue une irrégularité prononcée en plan, ces irrégularités peuvent être prises en compte en multipliant par 2 les effets de l'excentricité accidentelle, effets calculés conformément à 4.3.3.2.4 et 4.3.3.3.3.

##### 4.3.6.3.2 Irrégularités en élévation

(1)P En cas d'irrégularités notables en élévation (par exemple, réduction sensible des remplissages sur un ou plusieurs niveaux par rapport aux autres niveaux), les effets de l'action sismique dans les éléments verticaux des niveaux concernés doivent être augmentés.

(2) Si l'on n'utilise pas de modèle plus précis, l'alinéa (1)P est considéré comme satisfait si les effets de l'action sismique sont majorés par un coefficient multiplicateur  $\eta$  défini comme suit :

$$\eta = \left( 1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed} \right) \leq q \quad \dots (4.26)$$

avec :

$\Delta V_{Rw}$  réduction totale de la résistance des murs en maçonnerie du niveau considéré, par rapport au niveau contenant le plus de remplissages et situé au-dessus ;

$\Sigma V_{Ed}$  somme des efforts tranchants sollicitants d'origine sismique sur tous les éléments sismiques primaires verticaux du niveau concerné.

(3) Si l'expression (4.26) conduit à un coefficient multiplicateur  $\eta$  inférieur à 1,1, une telle modification des effets de l'action n'est pas nécessaire.

#### 4.3.6.4 Limitation des dommages des remplissages

(1) Pour les systèmes structuraux cités en **4.3.6.1(1)P** qui appartiennent à toutes les classes de ductilité, DC«L», «M» ou «H», excepté dans les cas de faible sismicité (voir **3.2.1(4)**), il convient de prendre des mesures appropriées pour éviter des ruptures fragiles et la désintégration prématurée des murs de remplissage (notamment des panneaux de maçonnerie avec des ouvertures ou faits avec des matériaux friables), ainsi que la rupture hors plan partielle ou totale de panneaux de maçonnerie élancés. Il convient d'accorder une attention particulière aux panneaux de maçonnerie dont le rapport d'élancement (rapport entre la plus petite longueur ou hauteur et l'épaisseur) est supérieur à 15.

(2) Des treillis soudés, convenablement ancrés sur un côté du mur, des chaînages fixés aux poteaux et disposés dans les lits de mortier de la maçonnerie, des montants et des ceinturages en béton disposés dans les panneaux, dans l'épaisseur totale du mur, constituent des exemples de mesures prises conformément à l'alinéa **(1)** du présent paragraphe, qui permettent d'améliorer l'intégrité et le comportement en plan et hors plan.

(3) Si un panneau de remplissage comprend des ouvertures ou perforations importantes, il convient de border leurs rives d'encadrements.

### 4.4 Vérifications de sécurité

#### 4.4.1 Généralités

(1)P Pour les vérifications de sécurité, les états limites appropriés (voir **4.4.2** et **4.4.3** ci-dessous), ainsi que des dispositions particulières (voir **2.2.4**), doivent être considérés.

(2) Pour les bâtiments des catégories d'importance autres que IV (voir Tableau 4.3), les vérifications mentionnées en **4.4.2** et **4.4.3** peuvent être considérées comme satisfaites si les deux conditions suivantes sont respectées :

- a) l'effort tranchant total à la base du bâtiment, dû à la combinaison sismique de calcul et calculé avec un coefficient de comportement égal à la valeur applicable aux structures faiblement dissipatives (voir **2.2.2(2)**), est inférieur à celui dû à d'autres combinaisons d'actions appropriées, pour lesquelles le bâtiment est dimensionné sur la base d'une analyse élastique linéaire. Il convient que cette exigence soit satisfaite pour l'action sismique appliquée à l'ensemble du bâtiment à l'effort tranchant à la base du bâtiment (au niveau des fondations ou au sommet d'un soubassement rigide).
- b) les dispositions particulières décrites en **2.2.4** sont prises en compte, à l'exception des dispositions de **2.2.4.1(2)**, **(3)**.

#### 4.4.2 États limites ultimes

##### 4.4.2.1 Généralités

(1)P L'exigence de non-effondrement (état limite ultime) dans la situation sismique de calcul est considérée comme satisfaite si les conditions suivantes, concernant la résistance, la ductilité, l'équilibre, la stabilité des fondations et les joints sismiques sont respectées.

##### 4.4.2.2 Conditions de résistance

(1)P La relation suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, y compris les assemblages, et pour les éléments non structuraux concernés :

$$E_d \leq R_d \quad \dots (4.27)$$

où :

$E_d$  est la valeur de calcul de l'effet de l'action, dû à la situation sismique de calcul (voir l'EN 1990:2002), **6.4.3.4**, incluant, si nécessaire, les effets du second ordre (voir alinéa **(2)** du présent paragraphe). La redistribution des moments fléchissants conformément à l'EN 1992-1-1:2004, l'EN 1993-1:2004 et l'EN 1994-1-1:2004 est admise ;

$R_d$  est la résistance de calcul correspondante de l'élément, calculée conformément aux règles spécifiques pour le matériau utilisé (en termes de valeurs caractéristiques des propriétés de matériau  $f_k$  et coefficient de sécurité partiel  $\gamma_M$ ) et aux modèles mécaniques associés au type de système structural, comme indiqué dans les Articles **5** à **9** du présent document et dans les autres Eurocodes concernés.

(2) Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les effets du second ordre (effets P-Δ) lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10 \quad \dots (4.28)$$

avec :

$\theta$  coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages ;

$P_{\text{tot}}$  charge gravitaire totale due à tous les étages situés au dessus de l'étage considéré, y compris celui-ci, dans la situation sismique de calcul ;

$d_r$  déplacement relatif de calcul entre étages, pris comme la différence de déplacement latéral moyen entre le haut et le bas du niveau considéré, calculés conformément à 4.3.4 ;

$V_{\text{tot}}$  effort tranchant sismique total au niveau considéré ;

$h$  hauteur du niveau, entre étages.

(3) Dans les cas où  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , les effets du second ordre peuvent être pris en compte approximativement en majorant les effets de l'action sismique par un facteur égal à  $1/(1 - \theta)$ .

(4)P La valeur du coefficient  $\theta$  ne doit pas dépasser 0,3.

(5) Si les effets de l'action sismique de calcul  $E_d$  sont obtenus par une méthode d'analyse non linéaire (voir 4.3.3.4), il convient que l'alinéa (1)P du présent paragraphe s'applique en termes de forces uniquement pour les éléments fragiles. Pour les zones dissipatives, qui sont conçues et étudiées dans le détail pour assurer la ductilité, il convient que la condition de résistance — condition (4.27) — soit respectée en termes de déformation des éléments (par exemple, rotation des rotules plastiques ou rotation de la corde), avec les coefficients partiels des matériaux appropriés, appliqués aux capacités de déformation des éléments (voir également l'EN 1992-1-1:2004, 5.7(2), 5.7(4)P).

(6) Il n'est pas nécessaire de vérifier la résistance à la fatigue en situation sismique de calcul.

#### 4.4.2.3 Conditions de ductilité globale et locale

(1)P Il doit être vérifié que les éléments structuraux ainsi que la structure dans son ensemble possèdent une ductilité convenable, en tenant compte de la demande de ductilité associée au système structural choisi et du coefficient de comportement.

(2)P Des exigences particulières concernant les matériaux, définies dans les Articles 5 à 9, doivent être satisfaites, y compris, lorsque c'est indiqué, les règles de dimensionnement en capacité, afin d'obtenir une hiérarchie de résistance des divers éléments structuraux, nécessaire pour assurer la position souhaitée des rotules plastiques et pour éviter les modes de rupture fragile.

(3)P Dans les bâtiments à plusieurs étages, la formation d'un mécanisme plastique sur un seul niveau doit être évitée, dans la mesure où un tel mécanisme pourrait induire des demandes de ductilité locale excessives dans les poteaux du niveau concerné.

(4) Sauf spécification contraire dans les Articles 5 à 8, pour respecter l'exigence de (3)P dans les bâtiments à ossatures, y compris les systèmes équivalents à des ossatures tels que définis en 5.1.2(1), avec au moins deux niveaux, il convient que la condition suivante soit satisfaite à tous les nœuds de poutres sismiques primaires ou secondaires avec des poteaux sismiques primaires :

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad \dots (4.29)$$

avec :

$\sum M_{Rc}$  somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux connectés au nœud. Il convient d'utiliser la valeur minimale des résistances à la flexion des poteaux dans l'intervalle de variation des efforts normaux des poteaux dans la situation sismique de calcul ;

$\sum M_{Rb}$  somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées au nœud. Lorsque des assemblages à résistance partielle sont utilisées, les résistances à la flexion de ces assemblages sont prises en compte dans le calcul de  $\sum M_{Rb}$ .

NOTE Une interprétation rigoureuse de la relation (4.29) nécessite le calcul des moments au centre du nœud. Ces moments sont obtenus en ajoutant aux valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux ou des poutres aux faces du nœud une part de moment due aux efforts tranchants appliqués à ces faces. Toutefois, la perte de précision est mineure et la simplification obtenue est importante si cette contribution des efforts tranchants est négligée. Cette approximation est considérée comme acceptable.

(5) Il convient que la condition (4.29) soit satisfaite dans deux plans verticaux orthogonaux de flexion, qui, dans les bâtiments à ossatures orientées dans deux directions orthogonales, sont définis par ces deux directions. Il convient qu'elle soit respectée dans les deux sens d'action (positif ou négatif) des moments des poutres autour du nœud, les moments des poteaux étant toujours opposés aux moments des poutres. Si le système structural est une ossature ou équivalent à une ossature dans une seule des deux directions horizontales principales, il convient alors que la condition (4.29) soit satisfaite uniquement dans le plan vertical correspondant à cette direction.

(6) Les exigences des alinéas (4) et (5) du présent paragraphe ne s'appliquent pas au dernier étage de bâtiments à plusieurs étages.

(7) Les règles de dimensionnement en capacité destinées à éviter les modes de rupture fragile sont données dans les Articles 5 à 7.

(8) Les exigences des alinéas (1)P et (2)P du présent paragraphe sont considérées comme satisfaites si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

- a) les mécanismes plastiques obtenus par l'analyse en poussée progressive sont satisfaisants ;
- b) les demandes de ductilité et de déformation globales, par niveau et locales déterminées par des analyses en poussée progressive (avec différentes distributions de charges latérales) ne dépassent pas les capacités correspondantes ;
- c) les éléments fragiles restent dans le domaine élastique.

#### 4.4.2.4 Conditions d'équilibre

(1)P La structure du bâtiment doit être stable — en incluant le renversement et le glissement — dans la situation sismique de calcul spécifiée dans l'EN 1990:2002, 6.4.3.4.

(2) Dans certains cas particuliers, l'équilibre peut être vérifié à l'aide de méthodes énergétiques ou de méthodes prenant en compte les non-linéarités géométriques, l'action sismique étant définie en 3.2.3.1.

#### 4.4.2.5 Résistance des diaphragmes horizontaux

(1)P Les diaphragmes et les entretoisements dans les plans horizontaux doivent pouvoir transmettre, avec une sur-résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés.

(2) La prescription de l'alinéa (1)P du présent paragraphe est considérée comme satisfaite si, pour effectuer les vérifications de résistance appropriées, les effets de l'action sismique dans le diaphragme obtenus à partir de l'analyse sont multipliés par un coefficient de sur-résistance  $\gamma_d$  supérieur à 1,0.

NOTE Les valeurs devant être attribuées à  $\gamma_d$  à utiliser dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est 1,3 pour les modes de rupture fragile, tels que l'effort tranchant dans les diaphragmes en béton et 1,1 pour les modes de rupture ductile.

(3) Des dispositions pour les diaphragmes en béton sont indiquées en 5.10.

#### 4.4.2.6 Résistance des fondations

(1)P Le système de fondations doit être vérifié conformément à l'EN 1998-5:2004, Article 5 et à l'EN 1997-1:2004.

(2)P Les effets de l'action sur les éléments des fondations doivent être déduits de considérations de dimensionnement en capacité en tenant compte d'éventuelles sur-résistances. Il n'est pas nécessaire que ces effets soient supérieurs à ceux correspondant à la réponse de la structure dans la situation sismique de calcul, obtenus dans l'hypothèse du comportement élastique de la structure ( $q = 1,0$ ).

(3) Si les effets de l'action sur les fondations ont été déterminés en utilisant la valeur du coefficient de comportement  $q$  applicable aux structures faiblement dissipatives (voir 2.2.2(2)), aucun dimensionnement en capacité selon l'alinéa (2)P n'est exigé.

(4) Pour les fondations d'éléments verticaux individuels (murs ou poteaux), l'alinéa **(2)P** du présent paragraphe est considéré comme satisfait si les valeurs de calcul des effets de l'action  $E_{Fd}$  sur les fondations sont calculés par l'expression :

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{R,d} \Omega E_{F,E} \quad \dots (4.30)$$

avec :

$\gamma_{R,d}$  coefficient de sur-résistance, pris égal à 1,0 pour  $q \leq 3$ , ou à 1,2 dans les autres cas ;

$E_{F,G}$  effet dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul (voir l'EN 1990:2002, **6.4.3.4**) ;

$E_{F,E}$  effet de l'action issu de l'analyse pour l'action sismique de calcul ;

$\Omega$  valeur de  $(R_{di}/E_{di}) \leq q$  de la zone dissipative ou de l'élément  $i$  de la structure qui a l'influence la plus importante sur l'effet  $E_F$  considéré ; avec

$R_{di}$  résistance de calcul de la zone ou de l'élément  $i$  ;

$E_{di}$  valeur de calcul de l'effet de l'action sur la zone ou l'élément  $i$  pour la situation sismique de calcul.

(5) Pour les fondations des murs ou des poteaux d'ossatures en portique,  $\Omega$  est la valeur minimale du rapport  $M_{Rd}/M_{Ed}$  dans les deux directions orthogonales principales, à la section transversale la plus basse où une rotule plastique peut se former dans l'élément vertical, dans la situation sismique de calcul.

(6) Pour les fondations de poteaux de triangulations à barres centrées,  $\Omega$  est la valeur minimale du rapport  $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$  sur toutes les diagonales en tension de la triangulation (voir **6.7.4(1)**).

(7) Pour les fondations de poteaux de triangulations à barres excentrées,  $\Omega$  est la plus petite des valeurs suivantes : la valeur minimale du rapport  $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$  de tous les tronçons courts de la triangulation, et la valeur minimale du rapport  $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$  de tous les tronçons intermédiaires et longs de la triangulation (voir **6.8.3(1)**).

(8) Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc.), l'alinéa **(2)P** est considéré comme satisfait si la valeur de  $\Omega$  utilisée dans l'expression (4.30) est déduite de l'élément vertical ayant l'effort tranchant horizontal le plus important dans la situation sismique de calcul, ou, en variante, si une valeur de  $\Omega$  égale à 1 est utilisée dans l'expression (4.30) avec la valeur du coefficient de sur-résistance  $\gamma_{Rd}$  majorée à 1,4.

#### 4.4.2.7 Condition de joint sismique

(1)P Les bâtiments doivent être protégés contre l'entrechoquement avec des structures adjacentes ou entre des unités structurellement indépendantes du même bâtiment.

(2) **(1)P** est considéré comme satisfait :

a) pour les bâtiments ou des unités structurellement indépendantes qui n'appartiennent pas à la même propriété, si la distance entre la ligne de séparation et les points d'impact potentiels n'est pas inférieure au déplacement horizontal maximal du bâtiment au niveau correspondant, calculé par l'expression (4.23) ;

b) pour les bâtiments ou les unités structurellement indépendantes qui appartiennent à la même propriété, si la distance entre eux n'est pas inférieure à la racine carrée de la somme des carrés des déplacements horizontaux maximaux des deux bâtiments ou unités au niveau correspondant, calculé par l'expression (4.23).

(3) Si les niveaux de planchers d'un bâtiment ou d'une unité indépendante en cours d'étude sont les mêmes que ceux du bâtiment adjacent ou de l'unité adjacente, la distance minimale citée ci-dessus peut être réduite par un coefficient de 0,7.

#### 4.4.3 Limitation des dommages

##### 4.4.3.1 Généralités

(1) L'exigence de «limitation des dommages» est considérée comme satisfaite si, pour une action sismique ayant une plus forte probabilité d'occurrence que l'action sismique de calcul correspondant à l'exigence de «non-effondrement» conformément à **2.1(1)P** et **3.2.1(3)**, les déplacements entre étages sont limités conformément à **4.4.3.2**.

(2) Des vérifications supplémentaires pour la limitation des dommages peuvent être requises dans le cas de bâtiments importants pour la protection civile ou qui contiennent des équipements sensibles.

#### 4.4.3.2 Limitation des déplacements entre étages

(1) Sauf spécification contraire dans les Articles 5 à 9, les limites suivantes doivent être respectées :

a) pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure :

$$d_r \nu \leq 0,005 h \quad \dots (4.31)$$

b) pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$d_r \nu \leq 0,0075 h \quad \dots (4.32)$$

c) pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux fixés de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure ou n'ayant pas d'éléments non structuraux :

$$d_r \nu \leq 0,010 h \quad \dots (4.33)$$

avec :

$d_r$  déplacement de calcul entre étages défini en 4.4.2.2(2) ;

$h$  hauteur entre étages ;

$\nu$  coefficient de réduction pour prendre en compte une plus petite période de retour de l'action sismique associée à l'exigence de limitation des dommages.

(2) La valeur du coefficient de réduction  $\nu$  peut également dépendre de la catégorie d'importance du bâtiment. Pour l'utiliser, il est implicitement supposé que le spectre de réponse élastique de l'action sismique pour lequel l'exigence «de limitation des dommages» doit être respectée (voir 3.2.2.1(1)P) a la même forme que le spectre de réponse élastique de l'action sismique correspondant à l'exigence «de non-effondrement» selon 2.1(1)P et 3.2.1(3).

NOTE Les valeurs devant être attribuées à  $\nu$  pour être utilisées dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. Différentes valeurs de  $\nu$  peuvent être définies pour les différentes zones sismiques d'un pays, en fonction des conditions de l'aléa sismique et de l'objectif de protection des biens. Les valeurs recommandées sont  $\nu = 0,4$  pour les catégories d'importance III et IV et  $\nu = 0,5$  pour les catégories d'importance I et II.

## 5 Règles particulières pour les bâtiments en béton

### 5.1 Généralités

#### 5.1.1 Domaine d'application

(1)P L'Article 5 s'applique à la conception et au dimensionnement des bâtiments en béton armé en zone sismique, dénommés par la suite bâtiments en béton. Les bâtiments monolithiques coulés en place et les bâtiments préfabriqués sont couverts.

(2)P Les bâtiments avec ossatures à planchers dalles utilisées comme éléments sismiques primaires conformément à 4.2.2 ne sont pas entièrement couverts par le présent Article.

(3)P Pour la conception et le dimensionnement des bâtiments en béton, l'EN 1992-1-1:2004 s'applique. Les règles suivantes sont complémentaires de celles de l'EN 1992-1-1:2004.

#### 5.1.2 Termes et définitions

(1) Les termes suivants sont utilisés dans l'Article 5 avec la signification suivante :

##### zone critique

région d'un élément sismique primaire où apparaissent les combinaisons les plus défavorables des effets (M, N, V, T) des actions et où des rotules plastiques peuvent se produire.

NOTE Dans les bâtiments en béton, les zones critiques sont les zones dissipatives. La longueur de la zone critique est définie pour chaque type d'élément sismique primaire dans le paragraphe concerné du présent Article.

##### poutre

élément de structure soumis principalement à des charges transversales et à un effort normal réduit de calcul  $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$  dont la valeur n'est pas supérieure à 0,1 (compression positive).

NOTE En général, les poutres sont horizontales.

##### poteau

élément de structure supportant des charges gravitaires par compression ou soumis à un effort normal réduit de calcul  $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$  dont la valeur est supérieure à 0,1.

NOTE En général, les poteaux sont verticaux.

##### mur

élément de structure supportant d'autres éléments et ayant une section transversale allongée, avec un rapport longueur/épaisseur  $l_w/b_w$  supérieur à 4.

NOTE En général, le plan d'un mur est vertical.

##### mur ductile

mur fixé à sa base de sorte que la rotation relative de sa base par rapport au reste du système structural est empêchée, dimensionné et conçu dans le détail pour dissiper l'énergie dans une zone de rotule plastique de flexion ne présentant pas d'ouverture ou de perforation large juste au-dessus de sa base.

##### mur de grandes dimensions en béton peu armé

mur de grandes dimensions transversales (dimension horizontale  $l_w$  au moins égale à 4,0 m ou aux deux tiers de la hauteur  $h_w$  du mur, en prenant la valeur inférieure) grâce auxquelles il est supposé développer une fissuration limitée et un comportement non élastique dans la situation sismique de calcul.

NOTE Un tel mur est supposé transformer l'énergie sismique en énergie potentielle (par soulèvement temporaire des masses de la structure) et en énergie dissipée dans le sol par rotation de corps rigide, etc. En raison de ses dimensions, du manque de fixité à la base ou de la connectivité avec des murs de grandes dimensions transversaux empêchant les rotules plastiques à la base, il ne peut être dimensionné efficacement pour dissiper de l'énergie dans une rotule plastique à la base.

##### murs couplés

élément de structure composé de deux murs isolés ou plus, liaisonnés de façon régulière par des poutres de ductilité adéquate (linteaux), capable de réduire d'au moins 25 % la somme des moments fléchissants à la base des murs, obtenus s'ils travaillent séparément.

### **système de murs**

système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée principalement par des murs structuraux verticaux, couplés ou non, et dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

NOTE 1 Dans cette définition et dans les suivantes, les pourcentages de résistance à l'effort tranchant peuvent être remplacés par les pourcentages d'effort tranchant sollicitant dans la situation sismique de calcul.

NOTE 2 Si la plus grande part de la résistance des murs vis-à-vis de l'effort tranchant total est procurée par des murs couplés, le système peut être considéré comme un système de murs couplés.

### **système à ossature**

système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée principalement par des ossatures spatiales et dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

### **système à contreventement mixte**

système de structure dans lequel le transfert des charges verticales est assuré principalement par une ossature spatiale et le contreventement est assuré en partie par l'ossature et en partie par des murs couplés ou non.

### **système à contreventement mixte, équivalent à une ossature**

système à contreventement mixte dans lequel la résistance à l'effort tranchant de l'ossature, à la base du bâtiment, est supérieure à 50 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

### **système à contreventement mixte, équivalent à des murs**

système à contreventement mixte dans lequel la résistance à l'effort tranchant des murs, à la base du bâtiment, est supérieure à 50 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

### **système à noyau**

système à contreventement mixte ou système de murs dont la rigidité à la torsion n'atteint pas une valeur minimale (voir **5.2.2.1(4)P** et **(6)**).

NOTE 1 Un exemple d'un tel système est une structure composée d'ossatures flexibles combinées avec des murs concentrés en plan à proximité du centre du bâtiment.

NOTE 2 Cette définition ne couvre pas les systèmes comportant plusieurs murs très perforés constituant des gaines verticales contenant diverses distributions. Pour de tels systèmes, il convient de choisir au cas par cas la définition de configuration la plus appropriée.

### **système en pendule inversé**

système dans lequel 50 % ou plus de sa masse est située dans le tiers supérieur de la hauteur de la structure ou dans lequel l'essentiel de la dissipation de l'énergie a lieu à la base d'un élément unique du bâtiment.

NOTE Les ossatures ayant un seul niveau, avec les têtes de poteaux liées dans les deux directions principales du bâtiment et dont la valeur de l'effort normal réduit des poteaux  $v_d$  ne dépasse en aucun point 0,3, n'appartiennent pas à cette catégorie.

## **5.2 Principes de dimensionnement**

### **5.2.1 Capacité de dissipation d'énergie et classes de ductilité**

(1)P La conception des bâtiments en béton résistant aux séismes doit assurer à la structure une capacité de dissipation d'énergie suffisante, sans réduction sensible de sa résistance globale sous l'effet des charges horizontales et verticales. Dans ce but, les exigences et les critères de l'Article **2** sont à respecter. Dans la situation sismique de calcul, une résistance adéquate de tous les éléments de la structure doit être assurée, alors que les demandes de déformations non linéaires dans les zones critiques doivent être compatibles avec la ductilité globale considérée dans les calculs.

(2)P Les bâtiments en béton peuvent également être conçus pour une capacité de dissipation limitée et une ductilité limitée en appliquant uniquement les règles de l'EN 1992-1-1:2004 pour la situation sismique de calcul et sans tenir compte des dispositions particulières données dans le présent Article, sous réserve que les exigences établies en **5.3** soient respectées. Il est recommandé d'appliquer la conception et le dimensionnement des bâtiments sans appuis parasismiques (voir Article **10**) selon cette méthode, c'est-à-dire avec une classe de ductilité L (limitée), uniquement dans les cas de faible sismicité (voir **3.2.1(4)**).

(3)P Les bâtiments en béton résistant aux séismes autres que ceux auxquels l'alinéa (2)P du présent paragraphe s'applique doivent être conçus pour fournir une capacité de dissipation d'énergie et un comportement ductile global. Un comportement ductile global est assuré si la demande en ductilité implique globalement un grand volume de la structure et se répartit sur un grand nombre d'éléments et à différents endroits à tous ses étages. Dans ce but, il convient que les modes de rupture ductile (par exemple, en flexion) précèdent les modes de rupture fragile (par exemple, rupture d'effort tranchant) avec une fiabilité suffisante.

(4)P Les bâtiments en béton conçus conformément à l'alinéa (3)P du présent paragraphe, sont classés en deux classes de ductilité, à savoir DCM (ductilité moyenne) et DCH (haute ductilité), en fonction de leur capacité de dissipation hystérétique. Les deux classes correspondent à des bâtiments pour lesquelles la conception, le dimensionnement et les dispositions de détail conformes à des dispositions spécifiques de résistance aux séismes, permettent à la structure de développer des mécanismes stables associés à une importante dissipation d'énergie hystérétique sous des charges alternées répétées sans subir de rupture fragile.

(5)P Pour obtenir le niveau de ductilité approprié dans les classes de ductilité M et H, des dispositions particulières pour les tous les éléments structuraux doivent être respectées pour chaque classe (voir 5.4 à 5.6). En fonction des niveaux de ductilité disponible dans les deux classes de ductilité, différentes valeurs du coefficient de comportement  $q$  sont utilisées pour chaque classe (voir 5.2.2.2).

NOTE Les limitations géographiques dans l'utilisation des classes M et H peuvent être trouvées dans l'annexe nationale concernée.

## 5.2.2 Types de structure et coefficients de comportement

### 5.2.2.1 Types de structure

(1)P Les bâtiments en béton doivent être classés dans un des types de structure suivants (voir 5.1.2) selon leur comportement sous l'effet des actions sismiques horizontales :

- a) système à ossature ;
- b) système à contreventement mixte (équivalent à un système à ossature ou à un système de murs) ;
- c) système de murs (couplés ou non) ;
- d) système de murs de grandes dimensions en béton peu armé ;
- e) système en pendule inversé ;
- f) système à noyau.

(2) À l'exception des systèmes à noyau, les bâtiments en béton peuvent être classés selon un type de système structural dans une direction horizontale et selon un autre dans l'autre direction horizontale.

(3)P Un système de murs doit être classé comme système de murs de grandes dimensions en béton peu armé si, dans la direction horizontale considérée, il comprend au moins deux murs dont la dimension horizontale n'est pas inférieure à 4,0 m ou  $2h_w/3$ , en prenant la valeur inférieure, qui portent collectivement au moins 20 % de la charge gravitaire totale dans la situation sismique de calcul, et s'il a une période fondamentale  $T_1$  (la base étant supposée fixe vis-à-vis de la rotation) inférieure ou égale à 0,5 s. Il est suffisant qu'il n'y ait qu'un seul mur respectant les conditions ci-dessus dans une des deux directions, sous réserve que (a) la valeur de base du coefficient de comportement  $q_0$  dans cette direction soit minoré d'un facteur de 1,5 sur la valeur donnée dans le Tableau 5.1 et (b) que deux murs au moins respectent les conditions ci-dessus dans la direction orthogonale.

(4)P Les quatre premiers types de système (c'est-à-dire système à ossature, à contreventement mixte et systèmes de murs des deux types) doivent présenter une rigidité à la torsion minimale définie par l'expression (4.1b) dans les deux directions.

(5) Pour les systèmes à ossature ou de murs dont les éléments verticaux sont bien distribués en plan, l'exigence spécifiée dans l'alinéa (4)P du présent paragraphe peut être considérée comme satisfaite sans vérification analytique.

(6) Il convient de classer comme systèmes à noyau les systèmes à ossature, à contreventement mixte ou les systèmes de murs qui ne présentent pas une rigidité à la torsion minimale selon (4)P du présent paragraphe.

(7) Si un système structural ne peut pas être considéré comme un système de murs de grandes dimensions en béton peu armé selon l'alinéa (3)P ci-dessus, il convient alors de dimensionner et de concevoir en détail tous ses murs comme des murs ductiles.

### 5.2.2.2 Coefficients de comportement pour les actions sismiques horizontales

(1)P La valeur supérieure du coefficient de comportement  $q$  introduit en 3.2.2.5(3) pour tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie doit être calculé comme suit pour chaque direction de calcul :

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad \dots (5.1)$$

avec :

$q_0$  valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de système structural et de la régularité en élévation (voir (2) du présent paragraphe) ;

$k_w$  coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs (voir (11)P du présent paragraphe).

(2) Pour les bâtiments réguliers en élévation conformément à 4.2.3.3, les valeurs de  $q_0$  pour les divers types structuraux sont indiquées dans le Tableau 5.1.

**Tableau 5.1 — Valeurs de base du coefficient de comportement  $q_0$**

Type structural	DCM	DCH
Système à ossature, système à contreventement mixte, système de murs couplés	3,0 $\alpha_u/\alpha_1$	4,5 $\alpha_u/\alpha_1$
Système de murs non couplés	3,0	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$
Système à noyau	2,0	3,0
Système en pendule inversé	1,5	2,0

(3) Pour les bâtiments qui ne sont pas réguliers en élévation, il convient de réduire la valeur de  $q_0$  de 20 % (voir 4.2.3.1(7) et Tableau 4.1).

(4)  $\alpha_1$  et  $\alpha_u$  sont définis comme suit :

$\alpha_1$  est la valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour atteindre, pour la première fois en un point quelconque de la structure, la résistance à la flexion d'un élément, toutes les autres actions de calcul étant constantes ;

$\alpha_u$  est la valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour obtenir la formation de rotules plastiques dans un nombre de sections suffisant pour développer une instabilité globale de la structure, toutes les autres actions de calcul étant constantes. Le coefficient  $\alpha_u$  peut être obtenu à partir d'une analyse non linéaire globale (en poussée progressive).

(5) Lorsque le coefficient multiplicateur  $\alpha_u/\alpha_1$  n'a pas été évalué par le calcul, pour les bâtiments réguliers en plan, les valeurs approximatives de  $\alpha_u/\alpha_1$  ci-après peuvent être utilisées :

a) Système à ossature ou système à contreventement mixte équivalent à une ossature :

- bâtiments d'un étage :  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- systèmes à ossatures à une travée de plusieurs étages :  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- systèmes à ossatures ou systèmes à contreventement mixte équivalents à des ossatures à plusieurs travées de plusieurs étages :  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

b) Systèmes à contreventement mixte de murs ou équivalents à des murs :

- systèmes de murs avec uniquement deux murs non couplés par direction horizontale :  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
- autres systèmes de murs non couplés :  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- systèmes à contreventement mixte équivalents à des murs ou systèmes de murs couplés :  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

(6) Pour les bâtiments irréguliers en plan (voir 4.2.3.2), les valeurs approximatives de  $\alpha_u/\alpha_1$  qui peuvent être utilisées, lorsque son évaluation n'est pas effectuée par des calculs, sont égales à la moyenne de (a) 1,0 et de (b) les valeurs données dans l'alinéa (5) du présent paragraphe.

(7) Des valeurs de  $\alpha_U/\alpha_1$  supérieures à celles données dans les alinéas (5) et (6) du présent paragraphe peuvent être utilisées, sous réserve de les confirmer par une analyse statique globale non linéaire (en poussée progressive).

(8) La valeur maximale de  $\alpha_U/\alpha_1$  qui peut être utilisée dans les calculs est égale à 1,5, même lorsque l'analyse mentionnée dans l'alinéa (7) du présent paragraphe donne des valeurs supérieures.

(9) La valeur de  $q_0$  donnée pour les systèmes en pendule inversé peut être augmentée s'il peut être démontré qu'une dissipation d'énergie plus élevée, lui correspondant, est assurée dans la zone critique de la structure.

(10) Si un Plan de Système Qualité particulier et formel est appliqué à la conception, au dimensionnement, aux achats et à la construction, en complément aux procédures normales de maîtrise de la qualité, des valeurs plus élevées de  $q_0$  peuvent être admises. Ces valeurs augmentées ne peuvent toutefois pas dépasser de plus de 20 % les valeurs indiquées dans le Tableau 5.1.

NOTE Les valeurs devant être attribuées à  $q_0$  pour être utilisées dans un pays et éventuellement dans des projets particuliers dans le pays, en fonction de Plans de Système Qualité particuliers, peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document.

(11)P Le coefficient  $k_w$  reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs doit être pris comme suit :

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,00, \text{ pour les ossatures ou les systèmes à contreventement mixte} \\ \text{équivalents à des ossatures} \\ (1 + \alpha_0)/3 \leq 1, \text{ mais non inférieur à } 0,5, \text{ pour les systèmes de murs,} \\ \text{équivalents à des murs et à noyau} \end{array} \right\} \dots (5.2)$$

où :

$\alpha_0$  est le rapport de forme prédominant des murs du système structural.

(12) Si les rapports de forme  $h_{wi}/l_{wi}$  de tous les murs  $i$  d'un système structural ne diffèrent pas de manière significative, le rapport de forme prédominant  $\alpha_0$  peut être déterminé à partir de l'expression suivante :

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \dots (5.3)$$

avec :

$h_{wi}$  hauteur de mur  $i$  ;

$l_{wi}$  longueur de la section du mur  $i$ .

(13) On ne peut pas compter dans les systèmes de murs de grandes dimensions en béton peu armé sur la dissipation d'énergie dans les rotules plastiques, il convient donc de les concevoir comme des structures DCM.

## 5.2.3 Critères de dimensionnement

### 5.2.3.1 Généralités

(1) Les principes de dimensionnement décrits en 5.2.1 et dans l'Article 2 doivent être appliqués aux éléments structuraux résistant aux séismes des bâtiments en béton, comme précisé dans les paragraphes 5.2.3.2 à 5.2.3.7.

(2) Les critères de conception et de dimensionnement des paragraphes 5.2.3.2 à 5.2.3.7 sont considérés comme satisfaits si les règles énoncées dans les paragraphes 5.4 à 5.7 sont respectées.

### 5.2.3.2 Conditions de résistance locale

(1)P Toutes les zones critiques de la structure doivent satisfaire aux exigences de 4.4.2.2(1).

### 5.2.3.3 Règle de dimensionnement en capacité

(1)P Les mécanismes de rupture fragile ou autres mécanismes indésirables (par exemple, concentration de rotules plastiques dans les poteaux sur un niveau d'un bâtiment à plusieurs étages, rupture d'effort tranchant des éléments de structure, rupture des nœuds poteau-poutre, plastification des fondations ou de tout autre élément conçu pour demeurer élastique) doivent être empêchés. Ceci est obtenu en déduisant des conditions d'équilibre les effets des actions de calcul dans les zones considérées, compte tenu de la formation de rotules plastiques dans les zones adjacentes et de leurs possibles sur-résistances.

(2) Il convient que les poteaux sismiques primaires des systèmes en béton formés d'une ossature ou équivalents à une ossature respectent les dispositions de dimensionnement en capacité de **4.4.2.3(4)** avec les exceptions suivantes :

- a) dans les ossatures en plan avec au moins quatre poteaux ayant approximativement des sections transversales de mêmes dimensions, il n'est pas nécessaire de respecter la condition (4.29) dans les quatre poteaux, mais seulement dans trois poteaux sur quatre ;
- b) dans le premier étage des bâtiments de deux étages, si la valeur de l'effort normal réduit  $v_d$  ne dépasse pas 0,3 dans tout poteau.

(3) Il convient de supposer que les armatures de dalles parallèles aux poutres et situées dans la largeur participante de membrure spécifiée en **5.4.3.1.1(3)** contribuent aux capacités en flexion des poutres prises en compte pour le calcul de  $\Sigma M_{Rb}$  dans la condition (4.29), si les armatures sont ancrées au delà de la section des poutres située à la face du nœud.

#### 5.2.3.4 Conditions de ductilité locale

(1)P Pour assurer la ductilité globale requise dans la structure, les zones où peuvent se former potentiellement des rotules plastiques — définies plus loin pour chaque type d'élément du bâtiment — doivent posséder une capacité de rotation plastique importante.

(2) L'alinéa **(1)P** est considéré comme satisfait si les conditions suivantes sont respectées :

- a) une ductilité en courbure suffisante doit exister dans toutes les zones critiques, y compris dans les extrémités de poteaux (selon la possibilité de formation de rotules plastiques dans les poteaux) (voir **(3)** du présent paragraphe).
- b) le flambement local de l'acier comprimé dans les zones de rotules plastiques potentielles est empêché. Des règles d'application concernant cet aspect sont indiquées en **5.4.3** et **5.5.3**.
- c) des propriétés convenables du béton et de l'acier sont adoptées pour assurer la ductilité locale comme suit :
  - l'acier utilisé dans les zones critiques doit avoir un allongement plastique uniforme adéquat (voir **5.3.2(1)P**, **5.4.1.1(3)P** et **5.5.1.1(3)P**),
  - il convient que le rapport entre la résistance à la traction et la limite d'élasticité de l'acier utilisé dans les zones critiques soit sensiblement supérieur à l'unité. L'acier de béton armé conforme à **5.3.2(1)P**, **5.4.1.1(3)** ou **5.5.1.1(3)P**, selon le cas, peut être considéré comme satisfaisant à cette exigence,
  - il convient que le béton utilisé dans les éléments sismiques primaires possède une résistance à la compression appropriée et une déformation à rupture qui dépasse avec une marge adéquate la déformation correspondant à la résistance à la compression maximale. Le béton conforme à **5.4.1.1(1)P** ou **5.5.1.1(1)P**, selon le cas, peut être considéré comme satisfaisant à ces exigences.

(3) À moins que des données plus précises ne soient disponibles et excepté lorsque l'alinéa **(4)** du présent paragraphe s'applique, la règle de l'alinéa **(2)a)** est considérée comme satisfaite si le coefficient de ductilité en courbure  $\mu_\phi$  de ces zones (défini comme le rapport entre la courbure atteinte lorsque le moment fléchissant est égal à 85 % de sa valeur résistante, atteint dans la phase de décroissance post-pic, et la courbure correspondant à la limite d'élasticité, et à condition que les déformations limites du béton et de l'acier  $\varepsilon_{cu}$  et  $\varepsilon_{su,k}$  ne soient pas dépassées) est au moins égal aux valeurs suivantes :

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{si } T_1 \geq T_C \quad \dots (5.4)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \quad \text{si } T_1 < T_C \quad \dots (5.5)$$

où  $q_0$  est la valeur de base correspondante du coefficient de comportement donnée dans le Tableau 5.1,  $T_1$  est la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion a lieu et  $T_C$  est la période à la limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre, selon **3.2.2.2(2)P**.

NOTE Les expressions (5.4) et (5.5) sont fondées sur la relation entre  $\mu_\phi$  et le coefficient de ductilité en déplacement  $\mu_\delta$  :  $\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1$ , qui est normalement une approximation conservatrice pour les éléments en béton, et sur la relation suivante entre  $\mu_\delta$  et  $q$  :  $\mu_\delta = q$  si  $T_1 \geq T_C$ ,  $\mu_\delta = 1 + (q - 1)T_C/T_1$  si  $T_1 < T_C$  (voir également B5). La valeur de  $q_0$  est utilisée à la place de celle de  $q$  car  $q$  sera inférieur à  $q_0$  dans les structures irrégulières, reconnaissant ainsi qu'une résistance latérale plus forte est nécessaire pour leur protection. Toutefois, les demandes de ductilité locale peuvent en réalité être supérieures à celles correspondant à la valeur de  $q$ , une réduction de la capacité de ductilité en courbure n'est donc pas garantie.

(4) Dans les zones critiques composées d'éléments sismiques primaires avec des armatures longitudinales en acier de classe B dans l'EN 1992-1-1:2004, Tableau C.1, il convient que le coefficient de ductilité en courbure  $\mu_\phi$  soit au moins égal à 1,5 fois la valeur donnée par l'expression (5.4) ou (5.5), selon le cas.

### 5.2.3.5 *Hyperstaticité de la structure*

(1)P Un degré élevé d'hyperstaticité, accompagné d'une capacité de redistribution, doit être recherché pour obtenir une dissipation d'énergie largement distribuée et une augmentation de l'énergie dissipée totale. En conséquence, des valeurs plus faibles des coefficients de comportement doivent être attribuées aux systèmes structuraux faiblement hyperstatiques (voir Tableau 5.1). La capacité de redistribution nécessaire doit être obtenue en respectant les règles de ductilité locale données dans les paragraphes 5.4 à 5.6.

### 5.2.3.6 *Éléments sismiques secondaires et résistances*

(1)P Des éléments structuraux en nombre limité peuvent être désignés comme éléments sismiques secondaires conformément à 4.2.2.

(2) Les règles à respecter pour la conception, le dimensionnement et les dispositions constructives des éléments sismiques secondaires sont données en 5.7.

(3) Des résistances ou des effets stabilisateurs qui ne sont pas pris en compte de façon explicite dans les calculs peuvent améliorer la résistance et augmenter la dissipation d'énergie (par exemple, l'effet membranaire des dalles mobilisées par le soulèvement des murs de la structure).

(4) Les éléments non structuraux peuvent également contribuer à la dissipation d'énergie, à condition qu'ils soient uniformément distribués dans la structure. Il convient de prendre des mesures appropriées contre de possibles effets locaux défavorables dus à l'interaction entre les éléments structuraux et non structuraux (voir 5.9).

(5) Pour les portiques remplis de maçonnerie (qui sont le cas le plus fréquent d'éléments non structuraux), des règles particulières sont indiquées en 4.3.6 et 5.9.

### 5.2.3.7 *Dispositions particulières complémentaires*

(1)P L'incertitude globale, due à la nature aléatoire de l'action sismique et aux incertitudes du comportement post-élastique cyclique des structures en béton, est notablement plus importante que sous l'effet des actions non sismiques. C'est pourquoi des mesures appropriées doivent être prises pour réduire les incertitudes liées à la configuration de la structure, à l'analyse, à la résistance et à la ductilité.

(2)P Des incertitudes importantes concernant la résistance peuvent être dues à des écarts géométriques. Afin de réduire ce type d'incertitude, les règles suivantes doivent être appliquées :

- a) Certaines dimensions minimales des éléments de structure doivent être respectées (voir 5.4.1.2 et 5.5.1.2) afin de réduire la sensibilité à des écarts géométriques.
- b) Une limitation du rapport des dimensions minimales aux dimensions maximales des éléments linéaires doit être respectée afin de réduire le risque d'instabilité latérale de ces éléments (voir 5.4.1.2 et 5.5.1.2.1(2)P).
- c) Les déplacements entre étages doivent être limités afin de limiter les effets  $P-\Delta$  dans les poteaux (voir 4.4.2.2(2) à (4)).
- d) Une proportion importante des armatures supérieures de continuité des poutres prévues dans leurs sections d'appui doit être prolongée sur toute la longueur de la poutre (voir 5.4.3.1.2(5)P, 5.5.3.1.3(5)P) en raison des incertitudes concernant la position des points d'inflexion dans les poutres.
- e) Il faut tenir compte des inversions de moments non prévues par le calcul en prévoyant des armatures minimales près de la face concernée des poutres (voir 5.5.3.1.3).

(3)P Afin de réduire au minimum les incertitudes sur la ductilité, les règles suivantes doivent être appliquées :

- a) Une ductilité locale minimale doit être assurée dans chaque partie de la structure primaire, indépendamment de la classe de ductilité adoptée dans les calculs (voir 5.4 et 5.5).
- b) Une quantité minimale d'armatures tendues doit être prévue afin d'éviter des ruptures fragiles (voir 5.4.3 et 5.5.5).
- c) Une limite appropriée de la valeur de calcul de l'effort normal réduit doit être respectée (voir 5.4.3.2.1(3)P, 5.4.3.4.1(2), 5.5.3.2.1(3)P et 5.5.3.4.1(2)) afin de réduire les conséquences de l'éclatement des enrobages et d'éviter les incertitudes qui sont plus importantes sur la ductilité disponible à des niveaux élevés d'effort normal sollicitant.

### 5.2.4 Vérifications de sécurité

(1)P Pour les vérifications à l'état limite ultime, les coefficients partiels sur les caractéristiques des matériaux  $\gamma_c$  et  $\gamma_s$  doivent prendre en compte la possible dégradation de la résistance des matériaux, due aux déformations cycliques.

(2) À défaut de données plus précises, il convient d'appliquer les valeurs des coefficients partiels  $\gamma_c$  et  $\gamma_s$  adoptées pour les situations de calcul permanentes et transitoires, en supposant ainsi que, grâce aux dispositions concernant la ductilité locale, le rapport entre la résistance résiduelle après dégradation et la résistance initiale est approximativement égal au rapport entre les valeurs des  $\gamma_M$  pour les combinaisons d'actions accidentelles et fondamentales.

(3) Si la dégradation de la résistance est prise en compte de manière appropriée dans l'évaluation des propriétés des matériaux, les valeurs des  $\gamma_M$  adoptées pour la situation de calcul accidentelle peuvent être utilisées.

NOTE 1 Les valeurs à attribuer aux coefficients partiels de matériaux  $\gamma_c$  et  $\gamma_s$  pour les situations de calcul permanentes et transitoires et les situations de calcul accidentelles à utiliser dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale à l'EN 1992-1-1:2004.

NOTE 2 L'annexe nationale au présent document peut spécifier si les valeurs des  $\gamma_M$  à utiliser pour le calcul de résistance aux séismes sont celles des situations permanentes et transitoires ou celles des situations accidentelles. Des valeurs intermédiaires peuvent également être choisies dans l'annexe nationale, en fonction de la méthode d'évaluation des propriétés des matériaux sous l'effet de l'action sismique. Le choix recommandé est celui indiqué dans l'alinéa (2) du présent paragraphe, qui admet l'utilisation de la même valeur de la résistance de calcul pour les situations permanentes et transitoires de calcul (par exemple, charges gravitaires avec vent) et pour la situation sismique de calcul.

## 5.3 Dimensionnement selon l'EN 1992-1-1

### 5.3.1 Généralités

(1) Il est recommandé de n'appliquer le dimensionnement sismique pour la ductilité limitée (classe de ductilité L), selon l'EN 1992-1-1:2004, sans autre exigence que celles de 5.3.2, que dans les cas de faible sismicité (voir 3.2.1(4)).

### 5.3.2 Matériaux

(1)P Dans les éléments sismiques primaires (voir 4.2.2), l'acier de béton armé de classe B ou C dans l'EN 1992-1-1:2004, Tableau C.1, doit être utilisé.

### 5.3.3 Coefficient de comportement

(1) Un coefficient de comportement  $q$  jusqu'à 1,5 peut être utilisé dans le calcul des actions sismiques, quels que soient le système structural et la régularité en élévation.

## 5.4 Dimensionnement pour la classe DCM

### 5.4.1 Contraintes géométriques et matériaux

#### 5.4.1.1 Exigences relatives aux matériaux

(1)P Le béton d'une classe inférieure à C 16/20 ne doit pas être utilisé dans les éléments sismiques primaires.

(2)P À l'exception des cadres, des étriers et des épingles, seules des barres nervurées doivent être utilisées comme armatures de béton armé dans les zones critiques des éléments sismiques primaires.

(3)P Dans les zones critiques des éléments sismiques primaires, l'acier de béton armé de classe B ou C dans l'EN 1992-1-1:2004, Tableau C.1, doit être utilisé.

(4)P Les treillis soudés peuvent être utilisés s'ils respectent les prescriptions des alinéas (2)P et (3)P du présent paragraphe.

### 5.4.1.2 Contraintes géométriques

#### 5.4.1.2.1 Poutres

(1)P L'excentricité de l'axe de la poutre par rapport à l'axe du poteau auquel elle est connectée doit être limitée pour permettre une transmission efficace des moments cycliques depuis une poutre sismique primaire vers le poteau.

(2) Pour permettre de respecter la prescription de l'alinéa **(1)P**, il convient de limiter la distance entre les axes des centres de gravité des deux éléments à moins de  $b_c/4$ ,  $b_c$  étant la plus grande dimension de section transversale du poteau perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre.

(3)P Pour tirer avantage de l'effet favorable de la compression du poteau sur l'adhérence des barres horizontales passant à travers le nœud, la largeur  $b_w$  d'une poutre sismique primaire doit respecter la condition donnée par l'expression suivante :

$$b_w \leq \min \left\{ b_c + h_w ; 2 b_c \right\} \quad \dots (5.6)$$

expression dans laquelle  $h_w$  est la hauteur de la poutre et  $b_c$  est tel que défini en **(2)** du présent paragraphe.

#### 5.4.1.2.2 Poteaux

(1) À moins que  $\theta$  ne soit inférieur ou égal à 0,1 (voir **4.4.2.2(2)**), il convient que les dimensions de section transversale des poteaux sismiques primaires ne soient pas inférieures à un dixième de la plus grande distance entre le point d'inflexion et les extrémités du poteau, pour la flexion dans un plan parallèle à la dimension de poteau considérée.

#### 5.4.1.2.3 Murs ductiles

(1) Il convient que l'épaisseur  $b_{wo}$  (en mètres) de l'âme respecte la condition donnée par l'expression suivante :

$$b_{wo} \geq \max\{0,15, h_g/20\} \quad \dots (5.7)$$

expression dans laquelle  $h_g$  est la hauteur libre d'étage, en mètres.

(2) Des exigences complémentaires s'appliquent en ce qui concerne l'épaisseur des éléments de rive confinés des murs, comme spécifié en **5.4.3.4.2(10)**.

#### 5.4.1.2.4 Murs de grandes dimensions en béton peu armé

(1) Les dispositions de l'alinéa **5.4.1.2.3(1)** s'appliquent aussi aux murs de grandes dimensions peu armés.

#### 5.4.1.2.5 Règles particulières pour les poutres supportant des éléments verticaux discontinus

(1)P Les murs structuraux ne doivent pas être supportés (en totalité ou en partie) par des poutres ou dalles.

(2)P Pour une poutre sismique primaire supportant des poteaux interrompus sous la poutre, les règles suivantes s'appliquent :

- a) il ne doit pas y avoir d'excentricité de l'axe du poteau par rapport à l'axe de la poutre ;
- b) la poutre doit être supportée par au moins deux appuis directs, tels que des murs ou des poteaux.

## 5.4.2 Effets de l'action de calcul

### 5.4.2.1 Généralités

(1)P À l'exception des murs sismiques primaires ductiles, pour lesquels les dispositions particulières de **5.4.2.4** s'appliquent, les valeurs de calcul des moments fléchissants et des efforts normaux doivent être obtenues à partir de l'analyse de la structure pour la situation sismique de calcul, conformément à l'EN 1990:2002, **6.4.3.4**, en prenant en compte les effets du second ordre selon **4.4.2.2** et les exigences de dimensionnement en capacité de **5.2.3.3(2)**. La redistribution des moments fléchissants conformément à l'EN 1992-1-1 est admise. Les valeurs de calcul des efforts tranchants des éléments sismiques primaires : poutres, poteaux, murs ductiles et murs en béton peu armé sont déterminées respectivement selon **5.4.2.2**, **5.4.2.3**, **5.4.2.4** et **5.4.2.5**.

### 5.4.2.2 Poutres

(1)P Dans les poutres sismiques primaires, les efforts tranchants de calcul doivent être déterminés conformément à la règle de dimensionnement en capacité, en se basant sur l'équilibre de la poutre sous l'effet de : (a) la charge transversale agissant sur elle dans la situation sismique de calcul et (b) les moments d'extrémité  $M_{i,d}$  ( $i = 1, 2$  désignant les sections d'extrémité de la poutre), associés à la formation de rotules plastiques, pour chaque sens (positif ou négatif) de l'action sismique. Il convient de considérer que les rotules plastiques se forment aux extrémités soit de la poutre, soit des éléments verticaux (si elles se forment ici en premier) liés aux nœuds auxquels sont connectées les extrémités  $i$  de la poutre (voir Figure 5.1).

(2) Il convient d'appliquer l'alinéa (1)P du présent paragraphe comme suit :

a) À la section d'extrémité  $i$ , il convient de calculer deux valeurs de l'effort tranchant, c'est-à-dire la valeur maximale  $V_{Ed,max,i}$  et la valeur minimale  $V_{Ed,min,i}$ , ce qui correspond aux moments d'extrémité positif maximal et négatif maximal  $M_{i,d}$  qui peuvent se former aux extrémités 1 et 2 de la poutre.

b) Les moments d'extrémité  $M_{i,d}$  décrits dans l'alinéa (1)P et en (2) a) du présent paragraphe peuvent être déterminés comme suit :

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad \dots (5.8)$$

avec :

$\gamma_{Rd}$  coefficient tenant compte de la sur-résistance possible due à l'écroûissage de l'acier, qui dans le cas de poutres DCM, peut être pris égal à 1,0 ;

$M_{Rb,i}$  valeur de calcul de la résistance à la flexion de la poutre à l'extrémité  $i$ , dans le sens du moment fléchissant sismique pour le sens considéré de l'action sismique ;

$\sum M_{Rc}$  et  $\sum M_{Rb}$  représentent la somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux et la somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectés au nœud (voir 4.4.2.3(4)). Il convient que la valeur de  $\sum M_{Rc}$  corresponde à l'effort normal du poteau dans la situation sismique de calcul pour le sens considéré de l'action sismique.

c) À l'extrémité d'une poutre, lorsque celle-ci est supportée indirectement par une autre poutre au lieu d'être connectée à un élément vertical, le moment d'extrémité de la poutre  $M_{i,d}$  peut être pris égal au moment sollicitant la section d'extrémité de la poutre dans la situation sismique de calcul.

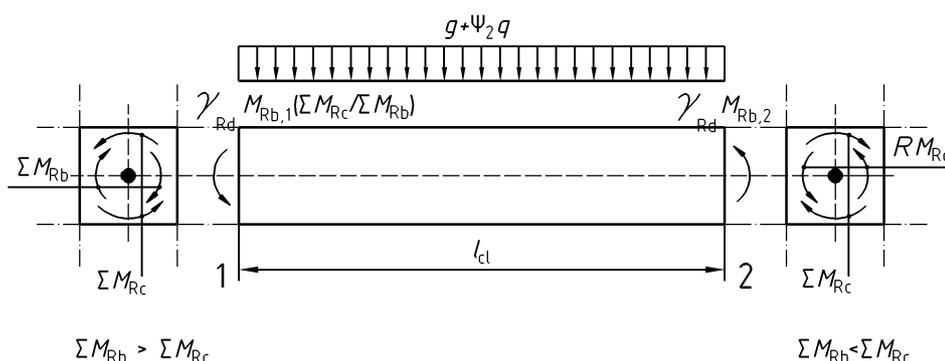


Figure 5.1 — Valeurs dues au dimensionnement en capacité pour l'effort tranchant dans les poutres

### 5.4.2.3 Poteaux

(1)P Pour les poteaux sismiques primaires, les valeurs de calcul des efforts tranchants doivent être déterminées conformément à la règle de dimensionnement en capacité, en se basant sur l'équilibre du poteau sous l'effet des moments d'extrémité  $M_{i,d}$  ( $i = 1, 2$ ,  $i$  désignant les sections d'extrémité du poteau), ce qui correspond à la formation de rotules plastiques, pour chaque sens de l'action sismique (positif ou négatif). Il convient de considérer que les rotules plastiques se forment aux extrémités, soit des poutres liées aux nœuds auxquels sont connectées les extrémités des poteaux, soit des poteaux (si elles s'y forment en premier) (voir Figure 5.2).

(2) Les moments d'extrémité  $M_{i,d}$  décrits en (1)P du présent paragraphe peuvent être déterminés conformément à l'expression suivante :

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad \dots (5.9)$$

où :

$\gamma_{Rd}$  est le coefficient tenant compte de la sur-résistance possible due à l'écroûissage de l'acier et au confinement du béton dans la zone de compression de la section, pris égal à 1,1 ;

$M_{Rc,i}$  est la valeur de calcul de la résistance à la flexion du poteau à l'extrémité  $i$  dans le sens du moment fléchissant sismique pour le sens considéré de l'action sismique ;

$\sum M_{Rc}$  et  $\sum M_{Rb}$  sont définis en 5.4.2.2(2).

(3) Il convient que les valeurs de  $M_{Rc,i}$  et de  $\sum M_{Rc}$  correspondent à l'effort normal du poteau dans la situation sismique de calcul pour le sens considéré de l'action sismique.

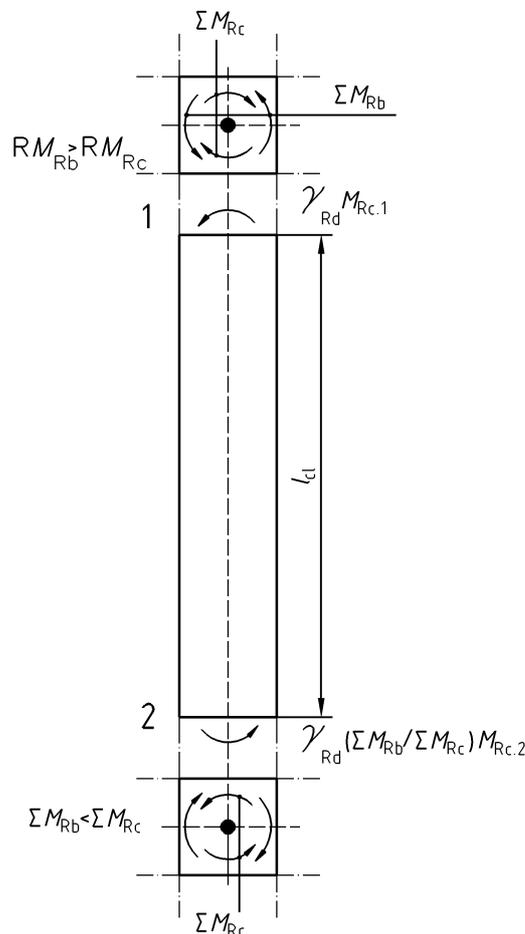


Figure 5.2 — Valeurs dues au dimensionnement en capacité pour l'effort tranchant dans les poteaux

#### 5.4.2.4 Dispositions particulières pour les murs ductiles

(1)P Les incertitudes issues de l'analyse et des effets dynamiques post-élastiques doivent être prises en compte, au moins à l'aide d'une méthode simplifiée appropriée. En l'absence de méthode plus précise, les règles des paragraphes suivants pour déterminer les enveloppes de calcul pour les moments fléchissants, ainsi que les coefficients d'amplification pour les efforts tranchants, peuvent être utilisés.

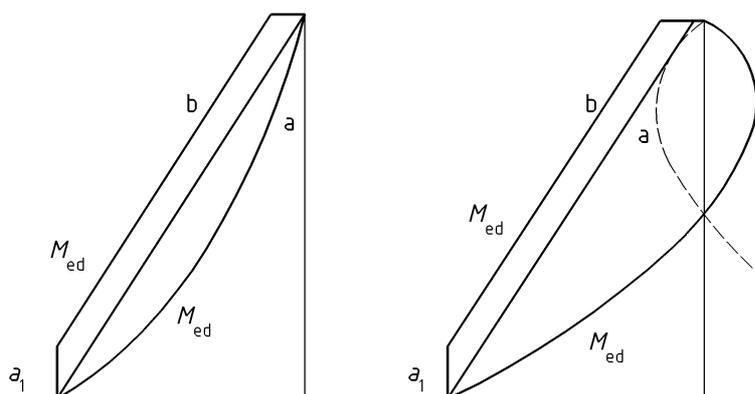
(2) La redistribution des effets de l'action sismique entre des murs sismiques primaires est admise jusqu'à 30 %, sous réserve que la demande de résistance totale ne soit pas réduite. Il convient de redistribuer les efforts tranchants ainsi que les moments fléchissants, de sorte que, dans chaque mur pris individuellement, le rapport entre moment fléchissant et effort tranchant ne soit pas sensiblement affecté. Dans les murs soumis à d'importantes fluctuations d'effort normal, comme par exemple dans les murs couplés, il convient que les moments et les efforts tranchants soient redistribués du ou des murs peu comprimés ou tendus, vers les murs qui sont très comprimés.

(3) Dans les murs couplés, une redistribution des effets de l'action sismique entre les linteaux de différents étages est admise jusqu'à 20 %, sous réserve que l'effort normal sismique à la base de chaque mur (résultant des efforts tranchants dans les linteaux) ne soit pas affecté.

(4)P Les incertitudes concernant la distribution des moments sur la hauteur des murs sismiques primaires élancés (avec un rapport entre la hauteur et la longueur  $h_w/l_w$  supérieur à 2,0) doivent être prises en compte.

(5) L'exigence spécifiée dans l'alinéa (4)P du présent paragraphe peut être satisfaite en appliquant la procédure simplifiée suivante, quel que soit le type d'analyse utilisé :

Il convient que le diagramme des moments fléchissants de calcul sur la hauteur du mur soit donné par une enveloppe du diagramme des moments fléchissants issu de l'analyse et déplacé verticalement (déplacement de la traction). L'enveloppe peut être supposée linéaire si la structure ne montre pas des discontinuités significatives de masse, de rigidité ou de résistance sur sa hauteur (voir Figure 5.3). Il convient que ce déplacement de la traction soit cohérent avec l'inclinaison des bielles considérées dans la vérification de l'effort tranchant à l'état limite ultime, avec une forme en éventail possible des bielles à proximité de la base, les planchers agissant alors comme des tirants.



#### Légende

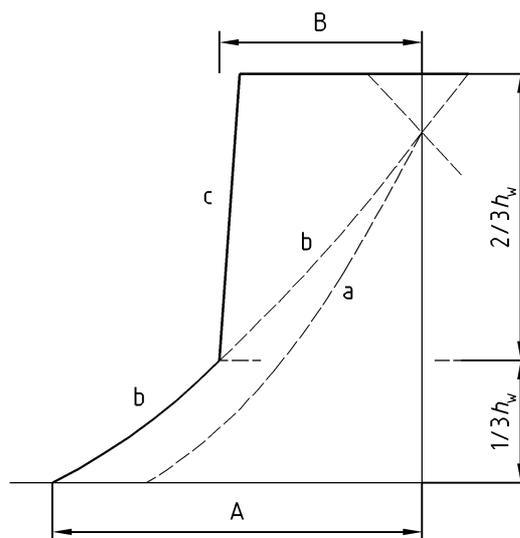
- a Diagramme des moments obtenus par l'analyse
- b Enveloppe de calcul
- $a_1$  Déplacement de la traction

**Figure 5.3 — Enveloppe de calcul pour les moments fléchissants dans les murs élancés**  
(à gauche : systèmes de murs, à droite : systèmes à contreventement mixte)

(6)P L'augmentation possible des efforts tranchants après plastification à la base d'un mur sismique primaire doit être prise en compte.

(7) L'exigence spécifiée dans l'alinéa (6)P du présent paragraphe peut être considérée comme satisfaite si les efforts tranchants de calcul sont augmentés de 50 % par rapport aux efforts tranchants issus de l'analyse.

(8) Dans les systèmes à contreventement mixte contenant des murs élancés, il convient d'utiliser l'enveloppe de calcul des efforts tranchants selon la Figure 5.4, afin de prendre en compte les incertitudes liées aux effets des modes plus élevés.



#### Légende

- a Diagramme des efforts tranchants obtenus par l'analyse
- b Diagramme des efforts tranchants augmentés
- c Enveloppe de calcul
- A  $V_{\text{mur,base}}$
- B  $V_{\text{mur,sommet}} \geq V_{\text{mur,base}}$

**Figure 5.4 — Enveloppe de calcul des efforts tranchants dans les murs d'un système à contreventement mixte**

#### 5.4.2.5 Dispositions particulières pour les murs de grandes dimensions en béton peu armé

(1)P Pour assurer que la plastification en flexion précède la formation de l'état limite ultime en cisaillement, l'effort tranchant  $V'_{Ed}$  provenant de l'analyse doit être augmenté.

(2) L'exigence de l'alinéa (1)P du présent paragraphe est considérée comme satisfaite si, à chaque niveau du mur, l'effort tranchant de calcul  $V_{Ed}$  est obtenu à partir de l'effort tranchant  $V'_{Ed}$  issu de l'analyse conformément à l'expression suivante :

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2} \quad \dots (5.10)$$

(3)P Les efforts normaux dynamiques supplémentaires développés dans les murs de grandes dimensions en raison du soulèvement par rapport au sol ou de l'ouverture et de la fermeture de fissures horizontales, doivent être pris en compte dans la vérification du mur à l'état limite ultime, vis-à-vis de la flexion composée.

(4) À moins de disposer de résultats de calcul plus précis, la composante dynamique de l'effort normal du mur suivant l'alinéa (3)P du présent paragraphe peut être prise comme correspondant à 50 % de l'effort normal dans le mur, dû aux charges gravitaires présentes dans la situation sismique de calcul. Il convient de prendre cette force en compte avec un signe positif et un signe négatif, en prenant le plus défavorable.

(5) Si la valeur du coefficient de comportement  $q$  ne dépasse pas 2,0, l'effet de l'effort normal dynamique selon (3) et (4) du présent paragraphe peut être négligé.

### 5.4.3 Vérifications à l'état limite ultime et dispositions constructives

#### 5.4.3.1 Poutres

##### 5.4.3.1.1 Résistance à la flexion et à l'effort tranchant

(1) Il convient que les résistances à la flexion et à l'effort tranchant soient calculées conformément à l'EN 1992-1-1:2004.

(2) Il convient de placer les armatures supérieures des sections transversales d'extrémité des poutres sismiques primaires en forme de T ou de L principalement dans l'épaisseur de l'âme. Seule une partie de ces armatures peut être placée à l'extérieur de l'âme, tout en restant à l'intérieur de la largeur participante  $b_{eff}$  des membrures.

(3) La largeur participante  $b_{eff}$  des membrures peut être évaluée comme suit :

- Pour les poutres sismiques primaires connectées aux poteaux de rive, la largeur participante  $b_{eff}$  des membrures est prise, en l'absence de poutre transversale, égale à la largeur  $b_c$  du poteau (voir Figure 5.5b), ou, s'il existe une poutre transversale de hauteur similaire, égale à cette largeur augmentée de  $2h_f$  de chaque côté de la poutre (Figure 5.5a).
- Pour les poutres sismiques primaires connectées aux poteaux intermédiaires, les largeurs ci-dessus peuvent être augmentées de  $2h_f$  de chaque côté de la poutre (Figures 5.5c et d).

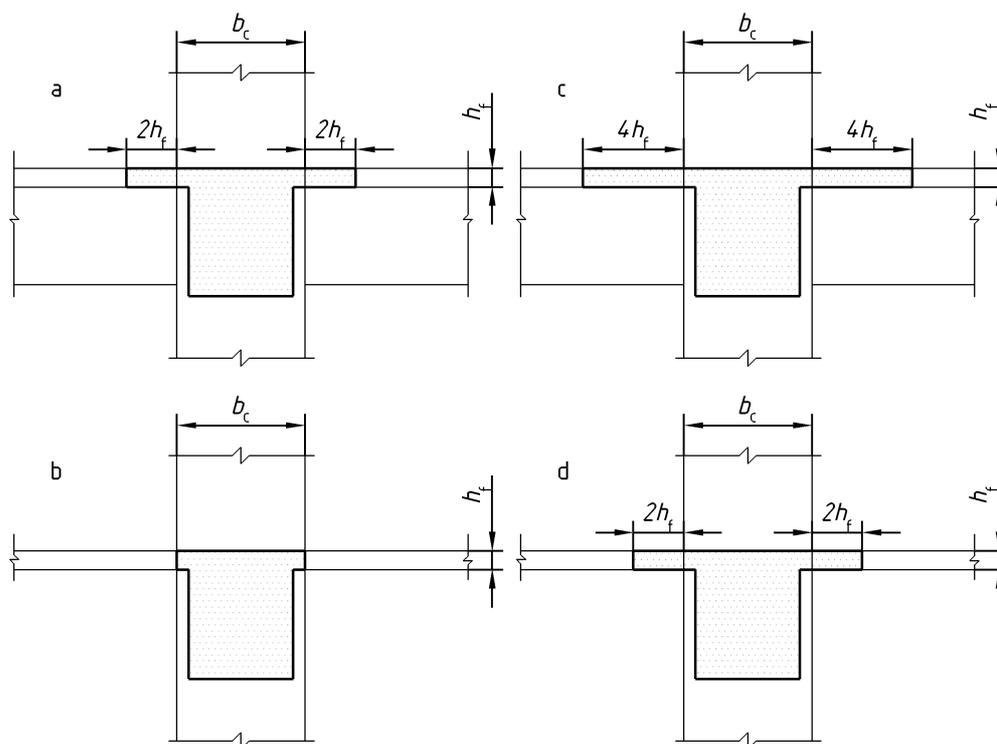


Figure 5.5 — Largeur participante  $b_{eff}$  des membrures de poutres connectés aux poteaux

##### 5.4.3.1.2 Dispositions constructives pour la ductilité locale

(1)P Les zones d'une poutre sismique primaire s'étendant sur une distance  $l_{cr} = h_w$  ( $h_w$  étant la hauteur de la poutre) à partir d'une section d'extrémité où la poutre est connectée à un nœud poteau-poutre, ou de part et d'autre de toute autre section susceptible de se plastifier dans la situation sismique de calcul, doivent être considérées comme des zones critiques.

(2) Dans les poutres sismiques primaires supportant des éléments verticaux discontinus (interrompus), il convient de considérer les zones s'étendant sur une distance de  $2h_w$  de chaque côté de l'élément vertical supporté comme des zones critiques.

(3)P Pour satisfaire l'exigence de ductilité locale, une valeur du coefficient de ductilité en courbure  $\mu_\phi$  au moins égale à la valeur donnée en 5.2.3.4(3) doit être assurée dans les zones critiques des poutres sismiques primaires.

(4) La prescription de l'alinéa (3)P du présent paragraphe est considérée comme satisfaite si les conditions suivantes sont remplies pour les deux semelles de la poutre :

- a) dans la zone comprimée, des armatures de section au moins égale à la moitié de la section des armatures présentes dans la zone tendue sont placées en complément des armatures comprimées nécessaires à la vérification de la poutre à l'état limite ultime dans la situation sismique de calcul.
- b) Le pourcentage d'armatures dans la zone tendue  $\rho$  ne dépasse pas la valeur  $\rho_{\max}$  égale à :

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \dots (5.11)$$

avec  $\rho$  pourcentage d'armatures de la zone tendue et  $\rho'$  pourcentage d'armatures de la zone comprimée, tous deux normalisés par  $bd$ , où  $b$  est la largeur de la membrure comprimée de la poutre. Si la zone tendue comprend une dalle, la quantité d'armatures de dalle parallèles à la poutre dans la largeur effective de membrure définie en 5.4.3.1.1(3) est incluse dans  $\rho$ .

(5)P Tout le long d'une poutre sismique primaire, le pourcentage  $\rho$  d'armatures de la zone tendue ne doit être nulle part inférieur à la valeur minimale suivante  $\rho_{\min}$  :

$$\rho_{\min} = 0,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad \dots (5.12)$$

(6)P Dans les zones critiques des poutres sismiques primaires, des armatures de confinement remplissant les conditions suivantes doivent être prévues :

- a) Le diamètre  $d_{bw}$  (en millimètres) des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6.
- b) L'espacement (en millimètres) des armatures de confinement ne doit pas dépasser :

$$s = \min\{h_w/4 ; 24d_{bw} ; 225 ; 8d_{bL}\} \quad \dots (5.13)$$

expression dans laquelle  $d_{bL}$  est le diamètre minimal (en millimètres) des barres longitudinales et  $h_w$  la hauteur de la poutre (en millimètres).

- c) La première armature de confinement ne doit pas être placée à plus de 50 mm de la section d'extrémité de la poutre (voir Figure 5.6).

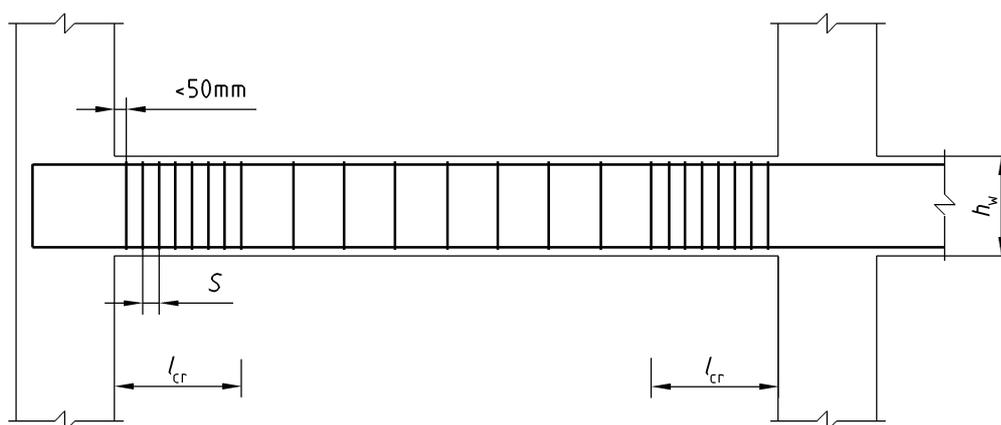


Figure 5.6 — Armatures transversales dans les zones critiques des poutres

### 5.4.3.2 Poteaux

#### 5.4.3.2.1 Résistances

(1)P Les résistances à la flexion et à l'effort tranchant doivent être calculées conformément à l'EN 1992-1-1:2004, en utilisant la valeur de l'effort normal issue de l'analyse pour la situation sismique de calcul.

(2) La flexion déviée peut être prise en compte de manière simplifiée en effectuant la vérification séparément dans chaque direction, avec la résistance à la flexion simple réduite de 30 %.

(3)P Dans les poteaux sismiques primaires, la valeur de l'effort normal réduit  $v_d$  ne doit pas dépasser 0,65.

#### 5.4.3.2.2 Dispositions constructives concernant les poteaux sismiques primaires pour la ductilité locale

(1)P Le pourcentage total des armatures longitudinales  $\rho_1$  ne doit pas être inférieur à 0,01 et ne doit pas être supérieur à 0,04. Dans les sections transversales symétriques, il convient de prévoir des armatures symétriques ( $\rho = \rho'$ ).

(2)P Au moins une armature intermédiaire doit être prévue entre les armatures d'angle le long de chaque face du poteau, pour assurer l'intégrité des nœuds poteau-poutre.

(3)P Les zones s'étendant sur une distance  $l_{cr}$  à partir des deux sections d'extrémité d'un poteau sismique primaire doivent être considérées comme des zones critiques.

(4) En l'absence d'informations plus précises, la longueur de la zone critique  $l_{cr}$  (en mètres) peut être calculée à partir de l'expression suivante :

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c ; l_{cl}/6 ; 0,45 \right\} \quad \dots (5.14)$$

où :

$h_c$  est la plus grande dimension de la section transversale du poteau (en mètres) ;

$l_{cl}$  est la longueur libre du poteau (en mètres).

(5)P Si  $l_{cl}/h_c < 3$ , la hauteur totale du poteau sismique primaire doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

(6)P Dans la zone critique à la base des poteaux sismiques primaires, il convient de prévoir une valeur  $\mu_\phi$  du coefficient de ductilité en courbure au moins égale à celle donnée en **5.2.3.4(3)**.

(7)P Si, pour la valeur spécifiée de  $\mu_\phi$ , une déformation du béton supérieure à  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$  est nécessaire en un point quelconque de la section transversale, la perte de résistance due à l'éclatement du béton doit être compensée à l'aide d'un confinement adéquat du noyau de béton, sur la base des propriétés du béton confiné énoncées dans l'EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**.

(8) Les exigences spécifiées dans les alinéas **(6)P** et **(7)P** du présent paragraphe sont considérées comme satisfaites si :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad \dots (5.15)$$

avec :

$\omega_{wd}$  rapport mécanique en volume des armatures de confinement de confinement dans les zones critiques

$$\left[ \omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

$\mu_\phi$  valeur requise du coefficient de ductilité en courbure ;

$v_d$  effort normal réduit de calcul ( $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ ) ;

$\varepsilon_{sy,d}$  valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite d'élasticité ;

$h_c$  hauteur brute de la section transversale (parallèle à la direction horizontale dans laquelle la valeur de  $\mu_\phi$  utilisée dans l'alinéa **(6)P** du présent paragraphe s'applique) ;

$h_o$  hauteur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ;

$b_c$  largeur brute de la section transversale ;

$b_o$  largeur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ;

$\alpha$  coefficient d'efficacité du confinement, égal à  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ , avec :

a) Pour les sections transversales rectangulaires :

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o \quad \dots (5.16a)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o) \quad \dots (5.17a)$$

avec :

$n$  nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ;

$b_i$  distance entre des barres maintenues consécutives (voir Figure 5.7, également pour  $b_o$ ,  $h_o$ ,  $s$ ).

b) Pour les sections transversales circulaires avec armatures de confinement circulaires et noyau confiné de diamètre  $D_o$  (par rapport à l'axe des armatures de confinement) :

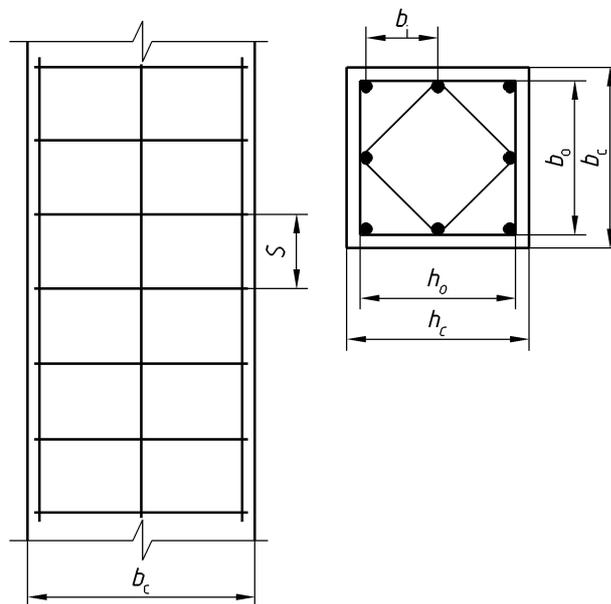
$$\alpha_n = 1 \quad \dots (5.16b)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o)^2 \quad \dots (5.17b)$$

c) Pour les sections transversales circulaires avec armature de confinement hélicoïdale :

$$\alpha_n = 1 \quad \dots (5.16c)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o) \quad \dots (5.17c)$$



**Figure 5.7 — Confinement du noyau de béton**

(9) Il convient de mettre en place une valeur minimale de  $\omega_{wd}$  égale à 0,08 dans la zone critique à la base des poteaux sismiques primaires.

(10)P Dans les zones critiques des poteaux sismiques primaires, des armatures de confinement et des épingles d'au moins 6 mm de diamètre doivent être prévues avec un espacement suffisant pour assurer un minimum de ductilité et empêcher le flambement local des barres longitudinales. La forme des armatures de confinement doit être choisie de telle sorte qu'elles produisent dans la section du poteau un état de contraintes tri-axiales.

(11) Les conditions minimales de l'alinéa **(10)P** du présent paragraphe sont considérées comme satisfaites si les conditions suivantes sont respectées :

a) L'espacement des armatures de confinement (en millimètres) ne dépasse pas :

$$s = \min\{b_o/2 ; 175 ; 8d_{bL}\} \quad \dots (5.18)$$

expression dans laquelle  $b_o$  est la dimension minimale (en millimètres) du noyau de béton (par rapport à l'axe des armatures de confinement) et  $d_{bL}$  le diamètre minimal des barres longitudinales (en millimètres).

b) La distance entre des barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ne dépasse pas 200 mm, en tenant également compte de l'EN 1992-1-1:2004, **9.5.3(6)**.

(12)P Les armatures transversales dans la zone critique à la base des poteaux sismiques primaires peuvent être déterminées comme spécifié dans l'EN 1992-1-1:2004, sous réserve que la valeur de l'effort normal réduit dans la situation sismique de calcul soit inférieure à 0,2 et que la valeur du coefficient de comportement  $q$  utilisée dans le dimensionnement ne dépasse pas 2,0.

### 5.4.3.3 Nœuds poteau-poutre

(1) Il convient que les armatures de confinement horizontales dans les nœuds des poutres sismiques primaires avec les poteaux ne soient pas inférieures à celles spécifiées en **5.4.3.2.2(8)** à **(11)** pour les zones critiques des poteaux, à l'exception du cas de l'alinéa suivant.

(2) Si les poutres sont connectées aux quatre côtés du nœud et que leur largeur correspond à au moins les trois quarts de la dimension parallèle de la section transversale du poteau, l'espacement des armatures de confinement horizontales dans le nœud peut être doublé par rapport à la valeur spécifiée dans l'alinéa **(1)** du présent paragraphe, sans toutefois dépasser 150 mm.

(3)P Au moins une barre verticale intermédiaire (entre les armatures d'angle du poteau) doit être prévue de chaque côté des nœuds connectant poteaux et poutres sismiques primaires.

### 5.4.3.4 Murs ductiles

#### 5.4.3.4.1 Résistance à la flexion et à l'effort tranchant

(1)P Les résistances à la flexion et à l'effort tranchant doivent être calculées conformément à l'EN 1992-1-1:2004, sauf spécification contraire dans les alinéas suivants, en utilisant la valeur de l'effort normal résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul.

(2) Dans les murs sismiques primaires, il convient que la valeur de l'effort normal réduit  $\nu_d$  ne dépasse pas 0,4.

(3)P Les armatures verticales d'âme doivent être prises en compte dans le calcul de la résistance à la flexion des sections de mur.

(4) Il convient de considérer des sections de mur composées de parties rectangulaires liées entre elles ou s'intersectant (sections en L, T, U, I ou similaires) comme des sections uniques composées d'une ou de plusieurs âmes parallèles ou approximativement parallèles à la direction de l'effort tranchant sismique agissant et d'un ou de plusieurs raidisseurs (approximativement) perpendiculaires. Pour le calcul de la résistance à la flexion, il convient de prendre en compte la largeur participante de membrure raidisseuse de part et d'autre de chaque âme, s'étendant à partir de la face de l'âme de la valeur minimale de :

- la longueur réelle de la membrure ;
- la moitié de la distance à une âme adjacente du mur ;
- 25 % de la hauteur totale du mur au-dessus du niveau considéré.

#### 5.4.3.4.2 Dispositions constructives pour la ductilité locale

(1) La hauteur de la zone critique  $h_{cr}$  au-dessus de la base du mur peut être estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max \left[ l_w, H_w/6 \right] \quad \dots (5.19a)$$

mais

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s & \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 \cdot h_s & \text{pour } n \leq 7 \text{ niveaux} \end{cases} \quad \dots (5.19b)$$

expression dans laquelle  $h_s$  est la hauteur libre de chaque niveau et la base est définie comme le niveau des fondations ou du sommet d'un soubassement avec des diaphragmes rigides et des murs périphériques.

(2) Dans les zones critiques des murs, il convient de prévoir une valeur  $\mu_f$  du coefficient de ductilité en courbure au moins égale à celle calculée à partir des expressions (5.4) et (5.5) de **5.2.3.4(3)**, en remplaçant dans ces expressions la valeur de base du coefficient de comportement  $q_0$  par le produit de  $q_0$  par la valeur maximale du rapport  $M_{Ed}/M_{Rd}$  à la base du mur, dans la situation sismique de calcul ( $M_{Ed}$  est le moment fléchissant de calcul issu de l'analyse ;  $M_{Rd}$  est la résistance à la flexion de calcul).

(3) À défaut de méthode plus précise, la valeur de  $\mu_\phi$  spécifiée dans l'alinéa (2) du présent paragraphe peut être obtenue par des armatures de confinement dans les zones situées aux extrémités de la section transversale, ou éléments de rive, dont il convient de déterminer le volume conformément à l'alinéa (6) du présent paragraphe. Il convient de déterminer la quantité d'armatures de confinement conformément à (4) et (5) du présent paragraphe :

(4) Dans les murs de section rectangulaire, il convient que le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises,  $\omega_{wd}$ , dans les éléments de rive, respecte la condition ci-dessous, avec les valeurs de  $\mu_\phi$  spécifiées dans l'alinéa (2) du présent paragraphe :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad \dots (5.20)$$

expression dans laquelle les paramètres sont définis en **5.4.3.2.2(8)**, excepté  $\omega_v$ , qui est le rapport mécanique des armatures verticales d'âme ( $\omega_v = \rho_v f_{yd,v}/f_{cd}$ ).

(5) Dans les murs avec excroissances ou membrures, ou avec une section composée de plusieurs parties rectangulaires (sections en T, L, I, U, etc.), le rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans les éléments de rive peut être déterminé comme suit :

a) L'effort normal,  $N_{Ed}$ , et l'aire totale des armatures verticales d'âme,  $A_{sv}$ , sont normalisés à  $h_c b_c f_{cd}$ , avec l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure en compression prise comme la largeur transversale  $b_c$  ( $v_d = N_{Ed}/h_c b_c f_{cd}$ ,  $\omega_v = (A_{sv}/h_c b_c) f_{yd}/f_{cd}$ ). La position de l'axe neutre  $x_u$  correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive peut être estimée comme suit :

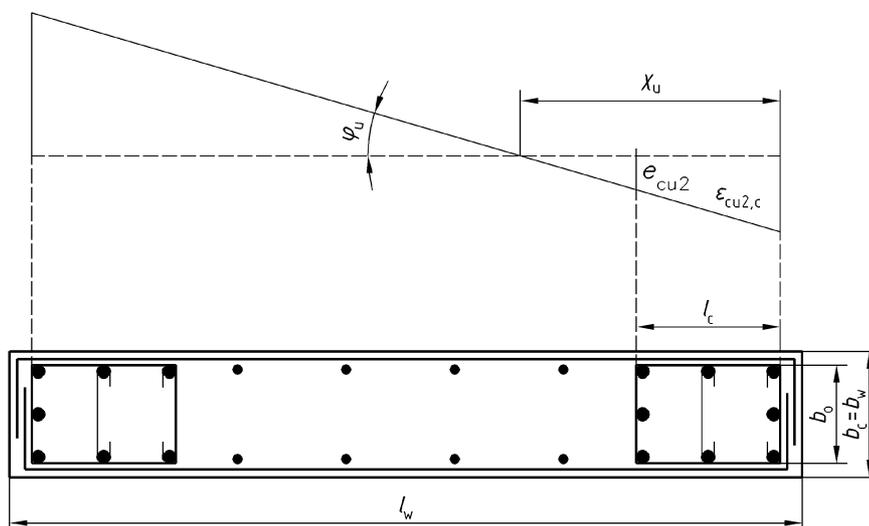
$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0} \quad \dots (5.21)$$

où  $b_0$  est l'épaisseur du noyau confiné dans l'excroissance ou la membrure. Si la valeur de  $x_u$  d'après l'expression (5.21) ne dépasse pas l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure après éclatement du béton d'enrobage, alors le rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans l'excroissance ou la membrure est déterminée comme en a) du présent paragraphe (c'est-à-dire d'après l'expression (5.20), **5.4.3.4.2(4)**),  $v_d$ ,  $\omega_v$ ,  $b_c$  et  $b_0$  renvoyant à l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure.

b) Si la valeur de  $x_u$  est supérieure à l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure après éclatement du béton d'enrobage, la méthode générale basée sur : 1) la définition du coefficient de ductilité en courbure par  $\mu_\phi = \phi_u/\phi_y$ , 2) le calcul de  $\phi_u$  par  $\varepsilon_{cu2,c}/x_u$  et de  $\phi_y$  par  $\varepsilon_{sy}/(d - x_y)$ , 3) l'équilibre de la section pour l'estimation des positions d'axes neutres  $x_u$  et  $x_y$ , et 4) la résistance et la déformation ultime du béton confiné,  $f_{ck,c}$  et  $\varepsilon_{cu2,c}$ , exprimés en fonction de la contrainte effective de confinement selon l'EN 1992-1-1:2004, 3.1.9, peut être suivie. Il convient de calculer en conséquence les armatures de confinement requises, si nécessaire, et les longueurs de mur confiné.

(6) Il convient que les armatures de confinement indiquées dans les alinéas (3) à (5) du présent paragraphe s'étendent verticalement sur la hauteur  $h_{cr}$  de la zone critique telle que définie en **5.4.3.4.2(1)** et horizontalement sur une longueur  $l_c$  mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes. Faute de données plus précises, la déformation de compression à laquelle l'éclatement est attendu peut être prise égale à  $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ . L'élément de rive confiné peut être considéré comme s'étendant sur une distance limitée à  $x_u (1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$  depuis l'axe des

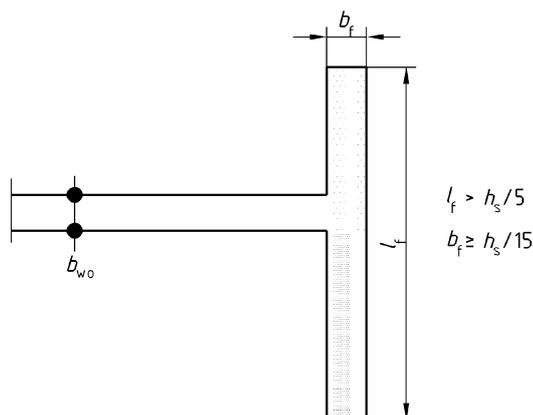
armatures de confinement à proximité de la fibre de compression extrême, la hauteur de zone confinée en compression  $x_u$  étant calculée à la courbure extrême à partir de l'expression de l'équilibre (voir l'expression (5.21) pour une largeur constante  $b_0$  de la zone confinée en compression) et la contrainte ultime  $\varepsilon_{cu2,c}$  du béton confiné, estimée sur la base de l'EN 1992-1-1:2004, 3.1.9, comme étant  $\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd}$  (Figure 5.8). Comme condition minimale, il convient que la longueur  $l_c$  de l'élément de rive confiné ne soit pas prise inférieure à  $0,15 l_w$  ou  $1,50 b_w$ .



**Figure 5.8 — Élément de rive confiné d'une extrémité de mur à bords libres**  
(en haut : déformations obtenues à la courbure extrême ; en bas : section transversale du mur)

(7) Il n'est pas nécessaire de prévoir d'élément de rive confiné dans les membres de mur ayant une épaisseur  $b_f \geq h_s/15$  et une largeur  $l_f \geq h_s/5$ ,  $h_s$  étant la hauteur libre d'étage (Figure 5.9).

Néanmoins, des éléments de rive confinés peuvent être nécessaires aux extrémités de ces membres en raison de la flexion hors plan du mur.



**Figure 5.9 — Élément de rive confiné inutile à une extrémité du mur avec membrure transversale importante**

(8) Il convient que le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive ne soit pas inférieur à 0,005.

(9) Les dispositions de 5.4.3.2.2(9) et (11) s'appliquent dans les éléments de rive des murs. Il convient de prolonger les armatures de confinement et de les recouvrir, de sorte que toutes les autres barres longitudinales soient maintenues par une armature de confinement ou une épingle.

(10) Il convient que l'épaisseur  $b_w$  des parties confinées de la section de mur (éléments de rive) ne soit pas inférieure à 200 mm. De plus, si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas la valeur maximale de  $2b_w$  et  $0,2l_w$ , il convient que  $b_w$  ne soit pas inférieure à  $h_s/15$ ,  $h_s$  étant la hauteur d'étage. Si la longueur de la partie confinée excède la valeur maximale de  $2b_w$  et  $0,2l_w$ , il convient que  $b_w$  ne soit pas inférieure à  $h_s/10$  (voir Figure 5.10).

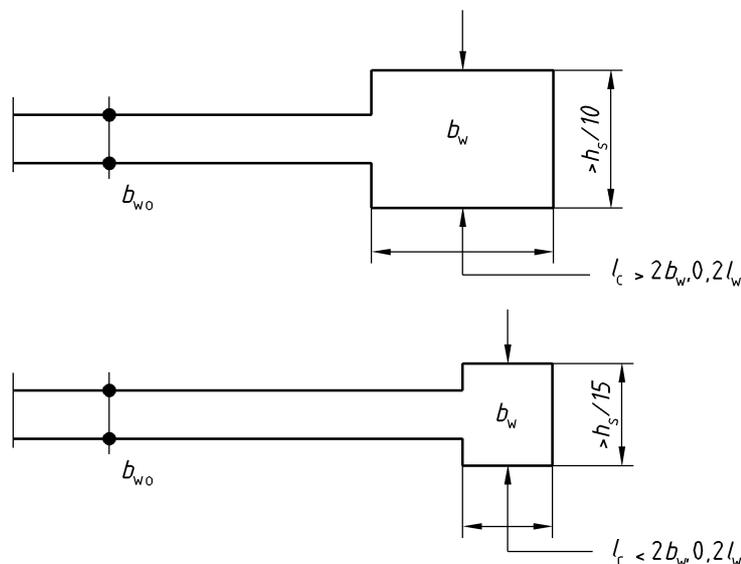


Figure 5.10 — Épaisseur minimale des éléments de rive confinés

(11) Sur la hauteur du mur au-dessus de la zone critique, seules les règles concernées de l'EN 1992-1-1:2004 relatives aux armatures verticales, horizontales et transversales s'appliquent. Toutefois, dans les parties de la section où, dans la situation sismique de calcul, la déformation de compression  $\varepsilon_c$  est supérieure à 0,002, il convient de prévoir un pourcentage minimal d'armatures verticales égal à 0,005.

(12) Les armatures transversales des éléments de rive des alinéas (4) à (10) du présent paragraphe peuvent être déterminées selon l'EN 1992-1-1:2004, seulement si l'une des conditions suivantes est remplie :

- la valeur de l'effort normal réduit de calcul  $v_d$  n'est pas supérieure à 0,15 ; ou
- la valeur de  $v_d$  n'est pas supérieure à 0,20 et le coefficient  $q$  utilisé dans l'analyse est réduit de 15 %.

### 5.4.3.5 Murs de grandes dimensions en béton peu armé

#### 5.4.3.5.1 Résistance à la flexion

(1)P L'état limite ultime en flexion composée doit être vérifié en supposant une fissuration horizontale, conformément aux dispositions pertinentes de l'EN 1992-1-1:2004, y compris l'hypothèse des sections planes.

(2)P Les contraintes normales dans le béton doivent être limitées afin d'empêcher l'instabilité hors plan du mur.

(3) L'exigence de l'alinéa (2)P du présent paragraphe peut être satisfaite sur la base des règles de l'EN 1992-1-1:2004 pour les effets du second ordre, auxquelles peuvent s'ajouter d'autres règles concernant les contraintes normales dans le béton, si nécessaire.

(4) Lorsque l'effort normal dynamique de 5.4.2.5(3)P et (4) est prise en compte dans la vérification à l'état limite ultime pour la flexion composée, la déformation limite  $\varepsilon_{cu2}$  pour le béton non confiné peut être augmentée à 0,005. Une valeur plus élevée peut être prise en compte pour le béton confiné, conformément à l'EN 1992-1-1:2004, 3.1.9, sous réserve que l'éclatement du béton d'enrobage non confiné soit pris en compte dans la vérification.

#### 5.4.3.5.2 Résistance à l'effort tranchant

(1) En raison de la marge de sécurité fournie par la majoration du cisaillement de calcul en 5.4.2.5(1)P et (2) et du fait que la réponse (y compris des fissurations obliques éventuelles) est contrôlée en termes de déformation, lorsque la valeur de  $V_{Ed}$  issue de 5.4.2.5(2) est inférieure à la valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant  $V_{Rd,c}$  de l'EN 1992-1-1:2004, 6.2.2, le pourcentage minimal des armatures d'effort tranchant  $\rho_{w,min}$  dans l'âme n'est pas requis.

NOTE La valeur attribuée à  $\rho_{w,min}$  à utiliser dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est la valeur minimale pour les murs indiquée dans l'EN 1992-1-1:2004 et dans son annexe nationale.

(2) Lorsque la condition  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  n'est pas remplie, il convient de calculer l'armature d'effort tranchant de l'âme conformément à l'EN 1992-1-1:2004, sur la base d'un modèle d'inclinaison variable du treillis, ou d'un modèle bielle/tirant, en choisissant le plus approprié pour la géométrie particulière du mur.

(3) Si un modèle bielle/tirant est utilisé, il convient que la largeur de la bielle tienne compte de la présence d'ouvertures et qu'elle ne dépasse pas  $0,25l_w$  ou  $4b_{w0}$ , en prenant la plus petite valeur.

(4) Il convient de vérifier l'état limite ultime par rapport à l'effort tranchant vis-à-vis du glissement au niveau des reprises de bétonnage horizontales conformément à l'EN 1992-1-1:2004, **6.2.5**, la longueur d'ancrage des armatures traversant l'interface jouant le rôle de goujon étant augmentée de 50 % par rapport à la longueur requise dans l'EN 1992-1-1:2004.

#### **5.4.3.5.3** Dispositions constructives pour la ductilité locale

(1) Il convient que les barres verticales nécessaires pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée, ou pour le respect de toute disposition concernant les armatures minimales, soient maintenues par une armature de confinement ou une épingle d'un diamètre supérieur ou égal à 6 mm ou correspondant à un tiers du diamètre de la barre verticale,  $d_{bL}$ . Il convient que les armatures de confinement et les épingles présentent un espacement vertical inférieur ou égal à 100 mm ou  $8d_{bL}$ , en prenant la plus petite valeur.

(2) Il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée, latéralement maintenues par des armatures de confinement et des épingles selon l'alinéa **(1)** du présent paragraphe, soient concentrées dans les éléments de rive aux extrémités de la section transversale. Il y a lieu que ces éléments se prolongent dans la longueur  $l_w$  du mur sur une longueur non inférieure à  $b_w$  ou  $3b_w\sigma_{cm}/f_{cd}$ , en prenant la plus grande valeur,  $\sigma_{cm}$  étant la valeur moyenne de la contrainte du béton dans la zone comprimée à l'état limite ultime en flexion composée. Il convient que le diamètre des barres verticales ne soit pas inférieur à 12 mm sur le premier niveau du bâtiment, ou dans tout étage où la longueur  $l_w$  du mur est réduite par rapport à celle de l'étage inférieur de plus d'un tiers de la hauteur d'étage  $h_s$ . Dans tous les autres étages, il convient que le diamètre minimal des barres verticales ne soit pas inférieur à 10 mm.

(3) Pour éviter un changement d'un mode de comportement contrôlé par la flexion à un autre contrôlé par l'effort tranchant, il convient que la quantité d'armatures verticales placées dans la section de mur ne dépasse pas inutilement la quantité requise pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée et pour l'intégrité du béton.

(4) Il convient de prévoir des chaînages en acier continu, horizontaux ou verticaux, a) le long de toutes les intersections de murs ou liaisons avec les raidisseurs, b) à tous les niveaux de plancher, et c) autour des ouvertures dans le mur. Comme condition minimale, il convient que ces tirants soient conformes à l'EN 1992-1-1:2004, **9.10**.

## **5.5 Dimensionnement pour la classe DCH**

### **5.5.1 Contraintes géométriques et matériaux**

#### **5.5.1.1 Exigences relatives aux matériaux**

(1)P Le béton de classe inférieure à C 20/25 ne doit pas être utilisé dans les éléments sismiques primaires.

(2)P La prescription de l'alinéa **5.4.1.1(2)P** s'applique au présent paragraphe.

(3)P Dans les zones critiques des éléments sismiques primaires, l'acier de béton armé de classe C dans le Tableau C.1 de l'EN 1992-1-1:2004 doit être utilisé. De plus, la valeur caractéristique supérieure (fractile à 95 %) de la limite d'élasticité réelle,  $f_{yk,0,95}$ , ne doit pas dépasser la valeur nominale de plus de 25 %.

#### **5.5.1.2 Contraintes géométriques**

##### **5.5.1.2.1 Poutres**

(1)P La largeur des poutres sismiques primaires ne doit pas être inférieure à 200 mm.

(2)P Le rapport entre la largeur et la hauteur de l'âme des poutres sismiques primaires doit être conforme à la condition (5.40b) de l'EN 1992-1-1:2004.

(3)P L'alinéa **5.4.1.2.1(1)P** s'applique.

(4)P L'alinéa **5.4.1.2.1(2)** s'applique.

(5)P L'alinéa **5.4.1.2.1(3)P** s'applique.

#### 5.5.1.2.2 Poteaux

(1)P La dimension minimale de la section transversale des poteaux sismiques primaires ne doit pas être inférieure à 250 mm.

(2) L'alinéa 5.4.1.2.2(1) s'applique.

#### 5.5.1.2.3 Murs ductiles

(1)P Les dispositions concernent les murs sismiques primaires non couplés, ainsi que les composants individuels des murs sismiques primaires couplés, soumis aux effets de l'action dans leur plan, avec un encastrement complet à la base dans des soubassements ou des fondations adéquats, de sorte que le mur ne peut pas tourner à sa base. À cet égard, les murs supportés par des dalles ou des poutres ne sont pas admis (voir également 5.4.1.2.5).

(2) L'alinéa 5.4.1.2.3(1) s'applique.

(3) Des exigences supplémentaires s'appliquent concernant l'épaisseur des éléments de rive confinés des murs sismiques primaires, comme spécifié en 5.5.3.4.5(8) et (9).

(4) Il convient d'éviter les ouvertures non organisées, disposées de manière irrégulière dans les murs sismiques primaires, à moins que leur influence ne soit négligeable ou prise en compte dans l'analyse, le dimensionnement et les dispositions constructives.

#### 5.5.1.2.4 Règles spécifiques pour les poutres supportant des éléments verticaux discontinus

(1)P L'alinéa 5.4.1.2.5(1)P s'applique.

(2)P L'alinéa 5.4.1.2.5(2)P s'applique.

### 5.5.2 Effets de l'action de calcul

#### 5.5.2.1 Poutres

(1)P L'alinéa 5.4.2.1(1)P s'applique pour les valeurs de calcul des moments fléchissants et des efforts normaux.

(2)P L'alinéa 5.4.2.2(1)P s'applique.

(3) L'alinéa 5.4.2.2(2) s'applique avec la valeur  $\gamma_{Rd} = 1,2$  dans l'expression (5.8).

#### 5.5.2.2 Poteaux

(1) L'alinéa 5.4.2.1(1)P (qui se réfère également aux exigences en matière de dimensionnement en capacité indiquées en 5.2.3.3(2)) s'applique pour les valeurs de calcul des moments fléchissants et des efforts normaux.

(2)P L'alinéa 5.4.2.3(1)P s'applique.

(3) L'alinéa 5.4.2.3(2) s'applique avec la valeur  $\gamma_{Rd} = 1,3$  dans l'expression (5.9).

(4) L'alinéa 5.4.2.3(3) s'applique.

#### 5.5.2.3 Nœuds poteau-poutre

(1)P Les efforts tranchants horizontaux agissant sur le noyau d'un nœud connectant des poutres et des poteaux primaires sismiques doivent être déterminés en prenant en compte les conditions les plus défavorables dues aux actions sismiques, c'est-à-dire les conditions de dimensionnement en capacité pour les poutres connectées au nœud et les valeurs compatibles les plus faibles des efforts tranchants dans les autres éléments concourants.

(2) Des équations simplifiées pour les efforts tranchants horizontaux agissant sur le noyau de béton des nœuds peuvent être utilisées comme suit :

a) pour les nœuds poteau-poutre intermédiaires :

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \quad \dots (5.22)$$

b) pour les nœuds poteau-poutre de rive :

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \quad \dots (5.23)$$

où :

$A_{s1}$  aire de la section d'armatures supérieures de la poutre,

$A_{s2}$  aire de la section d'armatures inférieures de la poutre,

$V_C$  effort tranchant du poteau dans la section située au-dessus du nœud, issu de l'analyse dans la situation sismique de calcul,

$\gamma_{Rd}$  coefficient prenant en compte la sur-résistance due à l'écroûissage de l'acier, qu'il convient de ne pas prendre inférieur à 1,2.

(3) Les efforts tranchants agissant sur les nœuds doivent correspondre au sens le plus défavorable de l'action sismique influençant les valeurs  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$  et  $V_C$  à utiliser dans les expressions (5.22) et (5.23).

### 5.5.2.4 Murs ductiles

#### 5.5.2.4.1 Dispositions particulières pour les murs élancés dans leur plan

(1)P L'alinéa 5.4.2.4(1)P s'applique.

(2) L'alinéa 5.4.2.4(2) s'applique.

(3) L'alinéa 5.4.2.4(3) s'applique.

(4)P L'alinéa 5.4.2.4(4)P s'applique.

(5) L'alinéa 5.4.2.4(5) s'applique.

(6)P L'alinéa 5.4.2.4(6)P s'applique.

(7) L'exigence de l'alinéa (6)P est considérée comme satisfaite si la procédure simplifiée suivante est appliquée, en incluant les règles de dimensionnement en capacité :

Il convient de calculer les efforts tranchants de calcul  $V_{Ed}$  par l'expression :

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed} \quad \dots (5.24)$$

avec :

$V'_{Ed}$  effort tranchant issu de l'analyse ;

$\varepsilon$  coefficient de majoration calculé à partir de l'expression (5.25), mais ne devant pas être pris inférieur à 1,5 :

$$\varepsilon = q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad \dots (5.25)$$

avec :

$q$  coefficient de comportement utilisé dans le calcul ;

$M_{Ed}$  moment fléchissant de calcul à la base du mur ;

$M_{Rd}$  résistance à la flexion de calcul à la base du mur ;

$\gamma_{Rd}$  coefficient rendant compte de la sur-résistance due à l'écroûissage de l'acier ; en l'absence de données plus précises,  $\gamma_{Rd}$  peut être pris égal à 1,2 ;

$T_1$  période fondamentale de vibration du bâtiment dans la direction des efforts tranchants  $V_{Ed}$  ;

$T_C$  période limite supérieure de la zone d'accélération spectrale constante du spectre (voir 3.2.2) ;

$S_e(T)$  ordonnée du spectre de réponse élastique (voir 3.2.2).

(8) Les dispositions de 5.4.2.4(8) s'appliquent aux murs élancés de DCH.

#### 5.5.2.4.2 Dispositions particulières pour les murs courts

(1)P Dans les murs sismiques primaires dont le rapport entre la hauteur et la longueur,  $h_w/l_w$ , n'est pas supérieur à 2,0, il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissants résultant de l'analyse. La majoration de l'effort tranchant due aux effets dynamiques peut également être négligée.

(2) Il convient de majorer l'effort tranchant  $V'_{Ed}$  résultant de l'analyse comme suit :

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \left( \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right) \cdot V'_{Ed} \leq q \cdot V'_{Ed} \quad \dots (5.26)$$

(Voir 5.5.2.4.1(7) pour les définitions et les valeurs des variables).

### 5.5.3 Vérification à l'état limite ultime et dispositions constructives

#### 5.5.3.1 Poutres

##### 5.5.3.1.1 Résistance à la flexion

(1)P La résistance à la flexion doit être calculée conformément à l'EN 1992-1-1:2004.

(2) L'alinéa 5.4.3.1.1(2) s'applique.

(3) L'alinéa 5.4.3.1.1(3) s'applique.

##### 5.5.3.1.2 Résistance à l'effort tranchant

(1)P Les calculs et les vérifications concernant la résistance à l'effort tranchant doivent être effectués conformément à l'EN 1992-1-1:2004, sauf spécification contraire dans les alinéas suivants.

(2)P Dans les zones critiques des poutres sismiques primaires, l'inclinaison  $\theta$  de la bielle dans le modèle du treillis doit être prise égale à 45°.

(3) S'agissant de la disposition des armatures d'effort tranchant dans la zone critique à une extrémité d'une poutre sismique primaire où la poutre est connectée à un poteau, il convient de distinguer les cas suivants, qui dépendent de la valeur algébrique du rapport  $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$  entre les efforts tranchants minimal et maximal agissants, conformément à 5.5.2.1(3).

a) Si  $\zeta \geq -0,5$ , il convient de calculer la résistance à l'effort tranchant fournie par l'armature conformément à l'EN 1992-1-1:2004.

b) Si  $\zeta < -0,5$ , c'est-à-dire lorsqu'un renversement presque complet des efforts tranchants est attendu, alors :

i) Si  $|V_{E|max} \leq (2 + \zeta) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$  ... (5.27)

où  $f_{ctd}$  est la valeur de calcul de la résistance à la traction du béton résultant de l'EN 1992-1-1:2004, la même règle que pour a) du présent alinéa s'applique.

ii) Si  $|V_{E|max}$  dépasse la valeur limite de l'expression (5.27), il convient de prévoir des armatures obliques dans les deux directions, soit à  $\pm 45^\circ$  par rapport à l'axe de la poutre ou le long des deux diagonales de la poutre en élévation, et il y a lieu de résister à la moitié de  $|V_{E|max}$  par des cadres et l'autre moitié par des armatures obliques ;

Dans ce cas, la vérification est effectuée au moyen de la condition :

$$0,5 V_{E,max} \leq 2A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad \dots (5.28)$$

avec :

$A_s$  aire des armatures obliques dans une direction, traversant le plan de glissement potentiel (c'est-à-dire la section d'extrémité de la poutre) ;

$\alpha$  angle entre les armatures obliques et l'axe de la poutre (normalement,  $\alpha = 45^\circ$ , ou  $\text{tg } \alpha \approx (d - d')/l_b$ ).

### 5.5.3.1.3 Dispositions constructives pour la ductilité locale

(1)P Les zones d'une poutre sismique primaire qui s'étendent sur une distance  $l_{cr} = 1,5 h_w$  ( $h_w$  étant la hauteur de la poutre) depuis la section transversale d'extrémité où la poutre est connectée à un nœud poteau-poutre, ainsi que de part et d'autre de toute autre section transversale susceptible de plastification dans la situation sismique de calcul, doivent être considérées comme des zones critiques.

(2) L'alinéa 5.4.3.1.2(2) s'applique.

(3)P L'alinéa 5.4.3.1.2(3)P s'applique.

(4) L'alinéa 5.4.3.1.2(4) s'applique.

(5)P Pour satisfaire les conditions nécessaires relatives à la ductilité, les conditions suivantes doivent être respectées sur toute la longueur d'une poutre sismique primaire :

a) l'alinéa 5.4.3.1.2(5)P doit être respecté ;

b) au moins deux à haute adhérence de diamètre  $d_b = 14$  mm doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre ;

c) un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.

(6)P L'alinéa 5.4.3.1.2(6)P s'applique avec l'expression (5.13) remplacée par l'expression suivante :

$$s = \min\{h_w/4 ; 24d_{bw} ; 175 ; 6d_{bL}\} \quad \dots (5.29)$$

### 5.5.3.2 Poteaux

#### 5.5.3.2.1 Résistances

(1)P L'alinéa 5.4.3.2.1(1)P s'applique.

(2) L'alinéa 5.4.3.2.1(2) s'applique.

(3)P Dans les poteaux sismiques primaires, la valeur de l'effort normal réduit  $v_d$  ne doit pas dépasser 0,55.

#### 5.5.3.2.2 Dispositions constructives pour la ductilité locale

(1)P L'alinéa 5.4.3.2.2(1)P s'applique.

(2)P L'alinéa 5.4.3.2.2(2)P s'applique.

(3)P L'alinéa 5.4.3.2.2(3)P s'applique.

(4) En l'absence d'informations plus précises, la longueur de la zone critique  $l_{cr}$  (en mètres) peut être calculée comme suit :

$$l_{cr} = \max\{1,5 h_c ; l_{cl}/6 ; 0,6\} \quad \dots (5.30)$$

où :

$h_c$  est la plus grande dimension de la section transversale du poteau (en mètres) ; et

$l_{cl}$  est sa longueur libre (en mètres).

(5)P L'alinéa 5.4.3.2.2(5)P s'applique.

(6)P L'alinéa 5.4.3.2.2(6)P s'applique.

(7) Il convient que les dispositions constructives des zones critiques situées au-dessus de la base du poteau se fondent sur une valeur minimale du coefficient de ductilité en courbure  $\mu_\phi$  (voir 5.2.3.4) obtenue par 5.2.3.4(3). Lorsqu'un poteau est protégé de la formation de rotules plastiques par la procédure de dimensionnement en capacité de 4.4.2.3(4) (c'est-à-dire lorsque la condition (4.29) est satisfaite), la valeur  $q_0$  dans les expressions (5.4) et (5.5) peut être remplacée par 2/3 de la valeur de  $q_0$  s'appliquant dans la direction parallèle à la hauteur de la section transversale  $h_c$  du poteau.

(8)P L'alinéa 5.4.3.2.2(7)P s'applique.

(9) Les exigences des alinéas (6)P, (7) et (8)P ci-dessus sont considérées comme satisfaites si 5.4.3.2.2(8) est respecté avec les valeurs de  $\mu_\phi$  spécifiées en (6)P et (7) du présent paragraphe.

(10) Il convient de prévoir une valeur minimale de  $\omega_{wd}$  égale à 0,12 dans la zone critique à la base du poteau, ou égale à 0,08 dans toutes les zones critiques du poteau au-dessus de la base.

(11)P L'alinéa **5.4.3.2.2(10)P** s'applique.

(12) Les conditions minimales de l'alinéa **(11)P** du présent paragraphe sont considérées comme satisfaites si toutes les conditions suivantes sont respectées :

a) Le diamètre  $d_{bw}$  des armatures de confinement est au moins égal à :

$$d_{bw} \geq 0,4 \cdot d_{bL, \max} \cdot \sqrt{f_{ydL} / f_{ydw}} \quad \dots (5.31)$$

b) L'espacement  $s$  des armatures de confinement (en millimètres) ne dépasse pas :

$$s = \min\{b_o/3 ; 125 ; 6d_{bL}\} \quad \dots (5.32)$$

expression dans laquelle  $b_o$  est la dimension minimale (en millimètres) du noyau de béton (à l'intérieur des armatures de confinement) et  $d_{bL}$  le diamètre minimal des barres longitudinales (en millimètres).

c) La distance entre des barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ne dépasse pas 150 mm.

(13)P Dans les deux premiers étages des bâtiments, les armatures de confinement conformes aux alinéas **(11)P** et **(12)** du présent paragraphe doivent se prolonger au delà des zones critiques d'une longueur égale à la moitié de la longueur de ces zones.

(14) Il convient que la quantité d'armatures longitudinales prévue à la base du poteau de l'étage inférieur (c'est-à-dire au niveau de la liaison du poteau avec les fondations) ne soit pas inférieure à celle prévue au sommet de ce niveau.

### 5.5.3.3 Nœuds poteau-poutre

(1)P La compression diagonale induite dans le nœud par le mécanisme de bielle ne doit pas dépasser la résistance du béton à la compression en présence d'une déformation de traction transversale.

(2) En l'absence de modèle plus précis, l'exigence de l'alinéa **(1)P** du présent paragraphe peut être respectée à l'aide des règles suivantes :

a) pour les nœuds poteau-poutre intermédiaires, l'expression suivante doit être satisfaite :

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_{jc} \quad \dots (5.33)$$

où :

$$\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250),$$

$b_j$  voir expression (5.34) ;

$h_{jc}$  distance entre les lits extrêmes des armatures du poteau ;

$v_d$  est l'effort normal réduit dans la partie du poteau située au-dessus du nœud ; et

$f_{ck}$  est exprimé en MPa.

b) pour les nœuds poteau-poutre de rive :

il convient que  $V_{jhd}$  soit pris égal au plus à 80 % de la valeur donnée au second membre de l'expression (5.33) où :

$V_{jhd}$  est donné par les expressions (5.22) et (5.23) respectivement ;

et où la largeur effective du nœud  $b_j$  est :

$$a) \text{ si } b_c > b_w : b_j = \min \{b_c ; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\} \quad \dots (5.34a)$$

$$b) \text{ si } b_c < b_w : b_j = \min \{b_w ; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\} \quad \dots (5.34b)$$

(3) Il convient de mettre en place un confinement adéquat (horizontal comme vertical) du nœud, afin de limiter l'effort de traction diagonal maximal du béton  $\sigma_{ct}$  à  $f_{std}$ . En l'absence de modèle plus précis, cette exigence peut être satisfaite en fournissant des armatures de confinement horizontales d'un diamètre non inférieur à 6 mm dans le nœud, tel que :

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left( \frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + \nu_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad \dots (5.35)$$

avec :

$A_{sh}$  aire totale des armatures de confinement horizontales ;

$V_{jhd}$  défini par les expressions (5.22) et (5.23) ;

$h_{jw}$  distance entre les armatures supérieures et inférieures de la poutre ;

$h_{jc}$  distance entre les lits extrêmes des armatures du poteau ;

$b_j$  voir expression (5.34) ;

$\nu_d$  effort normal réduit de la partie du poteau située au-dessus du nœud ( $\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ ) ;

$f_{ctd}$  est la valeur de calcul de la résistance à la traction du béton, conformément à l'EN 1992-1-1:2004.

(4) Comme variante à la règle de l'alinéa (3) du présent paragraphe, il convient que l'intégrité du nœud après fissuration diagonale soit assurée par l'armature de confinement horizontale. Dans ce but, il convient de prévoir l'aire totale suivante des armatures de confinement horizontales dans le nœud :

a) dans les nœuds intermédiaires :

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8 \nu_d) \quad \dots (5.36a)$$

b) dans les nœuds de rive :

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8 \nu_d) \quad \dots (5.36b)$$

où  $\gamma_{Rd}$  est égal à 1,2 (**voir 5.5.2.3(2)**) et l'effort normal réduit  $\nu_d$  renvoie à la partie du poteau située au-dessus du nœud dans l'expression (5.36a) ou à la partie située en dessous du nœud dans l'expression (3.36b).

(5) Il convient que les armatures de confinement horizontales calculées dans les alinéas (3) et (4) du présent paragraphe soient uniformément réparties dans la hauteur  $h_{jw}$  entre les armatures supérieure et inférieure de la poutre. Dans les nœuds de rive, il convient qu'elles recouvrent les extrémités des barres des poutres courbées vers l'intérieur du nœud.

(6) Il convient de prévoir des armatures verticales adéquates du poteau traversant le nœud, de sorte que :

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot \left( h_{jc} / h_{jw} \right) \quad \dots (5.37)$$

où  $A_{sh}$  est l'aire totale requise des armatures de confinement horizontales selon les alinéas (3) et (4) du présent paragraphe et  $A_{sv,i}$  désigne l'aire totale des barres intermédiaires placées sur les faces concernées du poteau entre les armatures d'angle du poteau (y compris les barres contribuant à l'armature longitudinale des poteaux).

(7) **5.4.3.3(1)** s'applique.

(8) **5.4.3.3(2)** s'applique.

(9)P **5.4.3.3(3)P** s'applique.

### 5.5.3.4 Murs ductiles

#### 5.5.3.4.1 Résistance à la flexion

(1)P La résistance à la flexion doit être évaluée et vérifiée de la même manière que pour les poteaux, avec l'effort normal le plus défavorable pour la situation sismique de calcul.

(2) Dans les murs sismiques primaires, il convient que la valeur de l'effort normal réduit  $\nu_d$  ne dépasse pas 0,35.

#### 5.5.3.4.2 Rupture par compression diagonale de l'âme due au cisaillement

(1) La valeur de  $V_{Rd,max}$  peut être calculée comme suit :

a) en dehors de la zone critique :

comme indiqué dans l'EN 1992-1-1:2004, avec le bras de levier interne  $z$  pris égal à  $0,8l_w$ , et l'inclinaison de la bielle comprimée par rapport à la verticale,  $\tan \theta$ , pris égal à 1,0.

b) dans la zone critique :

40 % de la valeur en dehors de la zone critique.

#### 5.5.3.4.3 Rupture par traction diagonale de l'âme due au cisaillement

(1)P Le calcul des armatures d'âme pour la vérification à l'état limite ultime en cisaillement doit prendre en compte la valeur du rapport de cisaillement  $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed}l_w)$ . Il convient d'utiliser la valeur maximale de  $\alpha_s$  sur un niveau pour la vérification à l'état limite ultime en cisaillement du niveau.

(2) Si le rapport  $\alpha_s \geq 0,2$ , les dispositions de l'EN 1992-1-1:2004, **6.2.3(1)** à **(7)**, s'appliquent, avec  $z$  et  $\tan \theta$  pris comme dans **5.5.3.4.2(1) a)**.

(3) Si  $\alpha_s < 2,0$ , les dispositions suivantes s'appliquent :

a) Il convient de calculer les armatures horizontales de l'âme afin de respecter l'expression suivante (voir EN 1992-1-1:2004, **6.2.3 (8)**) :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w \quad \dots (5.38)$$

avec :

$\rho_h$  pourcentage d'armatures horizontales de l'âme ( $\rho_h = A_h/(b_{wo} \cdot s_h)$ ) ;

$f_{yd,h}$  valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures horizontales de l'âme ;

$V_{Rd,ct}$  valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant des éléments sans armature d'effort tranchant, donnée par l'EN 1992-1-1:2004.

Dans la zone critique du mur, il convient de prendre  $V_{Rd,ct}$  égal à 0 si l'effort normal  $N_{Ed}$  est une traction.

b) Il convient de prévoir des armatures verticales d'âme, ancrées et recouvertes, le long de la hauteur du mur, conformément à l'EN 1992-1-1:2004, afin de respecter la condition suivante :

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{wo} z + \min N_{Ed} \quad \dots (5.39)$$

avec :

$\rho_v$  pourcentage d'armatures verticales de l'âme ( $\rho_v = A_v/b_{wo} \times s_v$ ) ;

$f_{yd,v}$  valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures verticales de l'âme ;

et où l'effort normal  $N_{Ed}$  est positif en compression.

(4) Il convient que les armatures horizontales d'âmes présentent des ancrages complets aux extrémités de la section du mur, par exemple par des extrémités coudées à 90° ou à 135°.

(5) Les armatures horizontales d'âme ayant la forme de cadres allongés fermés ou d'étriers complètement ancrés peuvent également être supposées contribuer au confinement des éléments de rive du mur.

#### 5.5.3.4.4 Rupture par glissement dû au cisaillement

(1)P Dans les plans de glissement potentiels des zones critiques par exemple, dans les reprises de bétonnage), la condition suivante doit être respectée :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

où  $V_{Rd,S}$  est la valeur de calcul de la résistance au glissement.

(2) La valeur de  $V_{Rd,S}$  peut être évaluée comme suit :

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad \dots (5.40)$$

avec :

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{cases} \quad \dots (5.41)$$

$$V_{id} = \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \cos \varphi \quad \dots (5.42)$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_f \cdot \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_d \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{cases} \quad \dots (5.43)$$

avec :

$V_{dd}$  résistance «en goujon» des armatures verticales ;

$V_{id}$  résistance à l'effort tranchant des armatures obliques (à un angle  $\varphi$  par rapport au plan de glissement potentiel, par exemple, une reprise de bétonnage) ;

$V_{fd}$  résistance due au frottement ;

$\mu_f$  coefficient de frottement béton sur béton sous l'effet des actions cycliques, qui peut être pris égal à 0,6 pour les surfaces lisses et à 0,7 pour les surfaces rugueuses, comme défini dans l'EN 1992-1-1:2004, **6.2.5(2)** ;

$z$  bras de levier interne ;

$\xi$  hauteur relative de l'axe neutre ;

$\sum A_{sj}$  somme des aires des armatures verticales de l'âme et des armatures supplémentaires disposées dans les éléments de rive spécifiquement pour la résistance au glissement ;

$\sum A_{si}$  somme des aires de toutes les armatures obliques dans les deux directions ; il est recommandé de prévoir dans ce but des barres de gros diamètre ;

$$\eta = 0,6 (1 - f_{ck}(\text{MPa})/250) \quad \dots (5.44)$$

$N_{Ed}$  est pris positif en cas de compression.

(3) Pour les murs courts, il convient de respecter les conditions suivantes :

a) à la base du mur, il y a lieu que  $V_{id}$  soit supérieur à  $V_{Ed}/2$  ;

b) aux niveaux supérieurs, il y a lieu que  $V_{id}$  soit supérieur à  $V_{Ed}/4$ .

(4) Il convient que les armatures obliques soient ancrées convenablement de part et d'autre du plan de glissement potentiel et traversent toutes les sections du mur sur la plus petite des distances  $0,5 l_w$  ou  $0,5 h_w$ , au-dessus de la section critique à la base.

(5) Ces armatures obliques induisent une augmentation de la résistance à la flexion à la base du mur, qu'il convient de prendre en compte chaque fois que l'effort tranchant sollicitant  $V_{Ed}$  est calculé selon la règle de dimensionnement en capacité (voir **5.5.2.4.1(6)** et **(7)** et **5.5.2.4.2(2)**). Deux méthodes peuvent être utilisées :

a) L'augmentation de la résistance à la flexion  $\Delta M_{Rd}$ , à utiliser dans le calcul de  $V_{Ed}$ , peut être estimée comme suit :

$$\Delta M_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \varphi \cdot l_i \quad \dots (5.45)$$

avec :

$l_i$  distance entre les centres des deux ensembles d'armatures obliques, placées à un angle de  $\pm \varphi$  par rapport au plan de glissement potentiel, mesurée dans la section de base ;

et les autres notations sont comme dans l'expression (5.42).

b) Un effort tranchant sollicitant  $V_{Ed}$  peut être calculé en négligeant l'effet des armatures obliques. Dans l'expression (5.42),  $V_{id}$  est la résistance nette à l'effort tranchant des armatures obliques (c'est-à-dire la résistance réelle à l'effort tranchant diminuée de l'augmentation de l'effort tranchant sollicitant). Cette résistance nette à l'effort tranchant des armatures obliques vis-à-vis du glissement peut être estimée comme suit :

$$V_{id} = \sum A_{si} \cdot f_{yd} \cdot [\cos \varphi - 0,5 \cdot l_i \cdot \sin \varphi / (\alpha_s \cdot l_w)] \quad \dots (5.46)$$

#### 5.5.3.4.5 Dispositions constructives pour la ductilité locale

- (1) L'alinéa 5.4.3.4.2(1) s'applique.
- (2) L'alinéa 5.4.3.4.2(2) s'applique.
- (3) L'alinéa 5.4.3.4.2(3) s'applique.
- (4) L'alinéa 5.4.3.4.2(4) s'applique.
- (5) L'alinéa 5.4.3.4.2(5) s'applique.
- (6) L'alinéa 5.4.3.4.2(6) s'applique.
- (7) L'alinéa 5.4.3.4.2(8) s'applique.
- (8) L'alinéa 5.4.3.4.2(10) s'applique.
- (9) Si le mur est relié à une membrure raidisseuse d'une épaisseur  $b_f \geq h_s/15$  et d'une longueur  $l_f \geq h_s/5$  ( $h_s$  étant la hauteur libre d'étage) et si l'élément de rive confiné doit être prolongé au delà de la membrure dans l'âme sur une longueur supplémentaire allant jusqu'à  $3b_{w0}$ , alors il n'y a pas lieu que l'épaisseur  $b_w$  de l'élément de rive dans l'âme respecte d'autres dispositions que 5.4.1.2.3(1) pour  $b_{w0}$  (Figure 5.11).

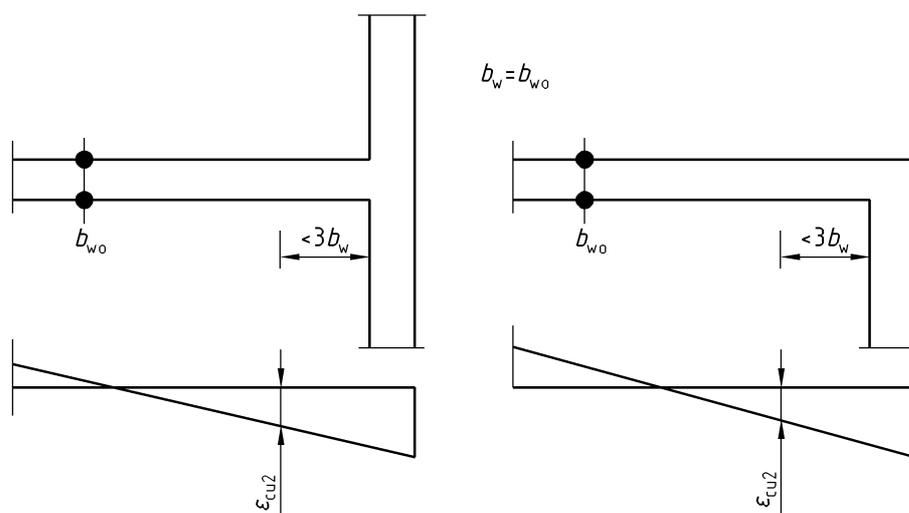


Figure 5.11 — Épaisseur minimale des éléments de rive confinés dans les murs de DCH avec de larges ailes

- (10) Dans les éléments de rive des murs, les dispositions de 5.5.3.2.2(12) s'appliquent et il convient de prévoir une valeur minimale de  $\omega_{wd}$  de 0,12. Il convient d'utiliser des armatures de confinement en recouvrement de sorte que toutes les autres barres longitudinales soient maintenues par une armature de confinement ou une épingle.
- (11) Au-dessus de la zone critique, il convient de prévoir des éléments de rive sur un niveau supplémentaire, avec au moins la moitié des armatures de confinement requises dans la zone critique.
- (12) 5.4.3.4.2(11) s'applique.
- (13)P La fissuration prématurée de l'âme des murs doit être empêchée en disposant une quantité minimale d'armatures d'âme telle que :  $\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0,002$ .
- (14) Il convient que les armatures d'âme se composent de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm.

(15) Il convient que les armatures d'âme aient un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur  $b_{wo}$  de l'âme. Il convient que leur espacement ne soit pas supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

(16) Il convient de prévoir une quantité minimale d'armatures verticales ancrées complètement, à travers les plans de reprise, afin de compenser les effets défavorables et les incertitudes associées en cas de fissuration. Le pourcentage minimal d'armatures,  $\rho_{min}$ , nécessaire pour rétablir la résistance à l'effort tranchant du béton non fissuré, est :

$$\rho_{min} \geq \begin{cases} \left( 1,3 \cdot f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_w} \right) / \left( f_{yd} \cdot \left( 1 + 1,5 \sqrt{f_{ctd} / f_{yd}} \right) \right) \\ 0,0025 \end{cases} \quad \dots (5.47)$$

où  $A_w$  est l'aire totale de la section horizontale du mur,  $N_{Ed}$  étant positif en cas de compression.

### 5.5.3.5 Éléments de liaison des murs couplés

(1)P Le couplage des murs par des dalles ne doit pas être pris en compte dans la mesure où il n'est pas efficace.

(2)P Les dispositions de 5.5.3.1 s'appliquent aux linteaux si l'une des conditions suivantes est respectée :

a) s'il est peu probable qu'une fissure dans les deux directions diagonales puisse se produire. Une règle d'application acceptable est :

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad \dots (5.48)$$

b) si la prépondérance d'un mode de rupture par flexion est assurée. Une règle d'application acceptable est :  $l/h \geq 3$ .

(3) Si aucune des conditions de (2) n'est remplie, il convient d'assurer la résistance aux actions sismiques par des armatures disposées selon les deux diagonales du linteau, conformément aux conditions suivantes (voir Figure 5.12) :

a) il convient de respecter l'expression suivante :

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad \dots (5.49)$$

avec :

$V_{Ed}$  valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant sur l'élément de liaison ( $V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed}/l$ ) ;

$A_{si}$  aire totale des armatures dans chaque direction diagonale ;

$\alpha$  angle entre les armatures diagonales et l'axe de la poutre.

b) il convient que les armatures diagonales soient disposées comme dans des éléments de type poteau, de côté au moins égal à  $0,5b_w$  ; il convient que leur longueur d'ancrage dépasse de 50 % celle requise dans l'EN 1992-1-1:2004.

c) il convient que des armatures de confinement soient prévues autour de ces éléments de type poteau afin d'empêcher le flambement des armatures longitudinales. Les dispositions de 5.5.3.2.2(12) s'appliquent aux armatures de confinement.

d) il convient que des armatures longitudinales et transversales soient prévues sur les deux faces latérales de la poutre et sont conformes aux exigences minimales de l'EN 1992-1-1:2004 pour les poutres hautes. Il convient de ne pas ancrer les armatures longitudinales dans les murs couplés, mais il convient uniquement de les prolonger de 150 mm dans ces murs.

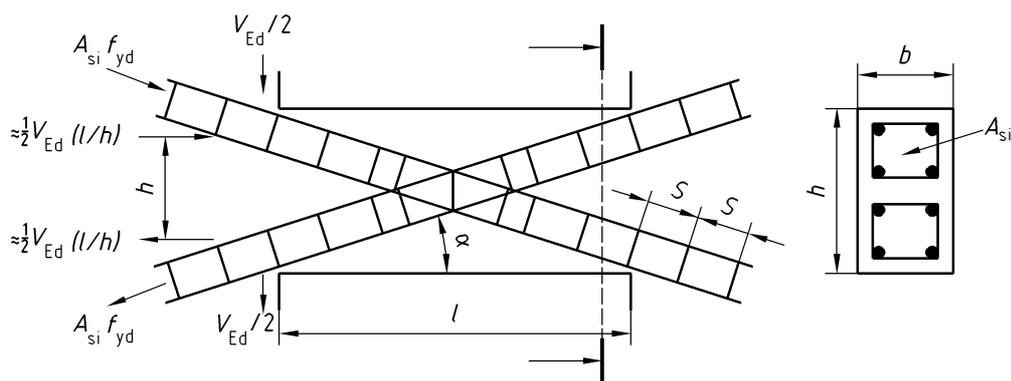


Figure 5.12 — Linteau avec armatures diagonales

## 5.6 Dispositions pour ancrages et jonctions

### 5.6.1 Généralités

(1)P L'EN 1992-1-1:2004, Article 8, concernant les dispositions constructives des armatures s'applique, avec les règles supplémentaires des paragraphes suivants.

(2)P Pour les armatures de confinement utilisées en tant qu'armatures transversales dans les poutres, les poteaux ou les murs, on doit utiliser des cadres fermés avec des extrémités coudées à 135° et ayant des retours de longueur  $10 d_{bw}$ .

(3)P Dans les structures de DCH, la longueur d'ancrage des armatures des poutres et des poteaux ancrées dans les nœuds poteaux-poutres doit être mesurée à partir d'un point de l'armature situé à une distance de  $5d_{bL}$  de la face du nœud, vers l'intérieur du nœud, pour prendre en compte l'extension de la zone plastifiée due aux déformations cycliques post-élastiques (par exemple, pour une poutre, voir la Figure 5.13a).

### 5.6.2 Ancrage des armatures

#### 5.6.2.1 Poteaux

(1)P Lorsqu'on calcule la longueur d'ancrage ou de recouvrement des armatures des poteaux qui contribuent à la résistance à la flexion des éléments dans les zones critiques, le rapport entre la section d'armatures exigée et la section effectivement prévue  $A_{s,req}/A_{s,prov}$  doit être pris égal à 1.

(2)P Si, dans la situation sismique de calcul, l'effort normal dans un poteau est une traction, les longueurs d'ancrage doivent être augmentées de 50 % par rapport aux longueurs spécifiées dans l'EN 1992-1-1:2004.

#### 5.6.2.2 Poutres

(1)P La partie de l'armature longitudinale des poutres, ancrée par croise dans les nœuds, doit toujours être placée à l'intérieur des armatures de confinement correspondantes du poteau.

(2)P Afin de prévenir une rupture d'adhérence, le diamètre  $d_{bL}$  des barres longitudinales de poutres ancrées dans des nœuds poteau-poutre doit être limité conformément aux expressions suivantes :

a) pour des nœuds poteau-poutre intermédiaires :

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad \dots (5.50a)$$

b) pour des nœuds poteau-poutre de rive :

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad \dots (5.50b)$$

avec :

$h_c$  longueur du poteau parallèlement aux armatures ;

$f_{ctm}$  valeur moyenne de la résistance du béton à la traction ;

$f_{yd}$  valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier ;

$v_d$  effort normal réduit de calcul dans le poteau, pris à sa valeur minimale pour la situation sismique de calcul ( $v_d = N_{Ed}/f_{cd}A_c$ ) ;

$k_D$  coefficient dépendant de la classe de ductilité, égal à 1 pour DCH et à 2/3 pour DCM ;

$\rho'$  pourcentage d'acier comprimé des armatures de la poutre traversant le nœud ;

$\rho_{max}$  pourcentage d'acier tendu maximal admissible (voir 5.4.3.1.2(4) et 5.5.3.1.3(4)) ;

$\gamma_{Rd}$  est le coefficient d'incertitude du modèle sur les valeurs de la résistance, pris égal à 1,2 ou 1,0, respectivement pour DCH ou DCM (dû à la sur-résistance possible due à l'écroûissage de l'acier des armatures longitudinales dans la poutre).

Les limites ci-dessus (conditions (5.50)) ne s'appliquent pas aux armatures diagonales traversant des nœuds.

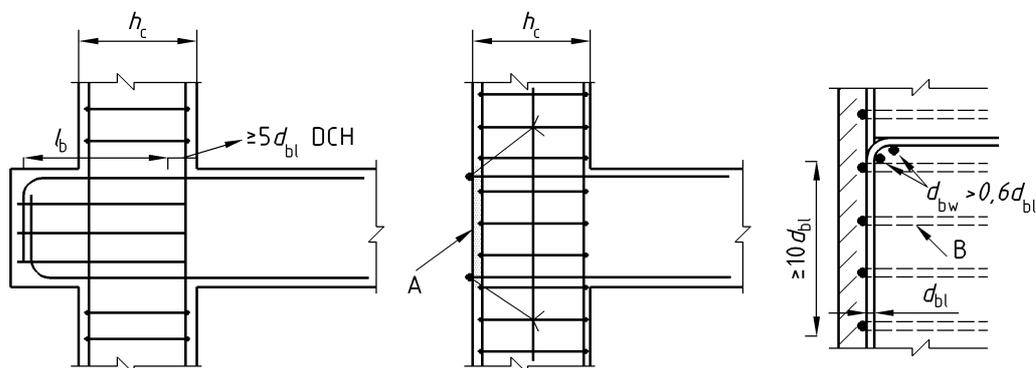
(3) Si la prescription de l'alinéa (2)P du présent paragraphe ne peut pas être satisfaite dans des nœuds poteau-poutre de rive parce que la longueur  $h_c$  du poteau parallèlement aux armatures est trop faible, les dispositions supplémentaires suivantes peuvent être prises afin d'assurer l'ancrage des armatures longitudinales des poutres :

a) La poutre ou la dalle peut être prolongée sous forme d'ergots extérieurs (voir Figure 5.13a).

b) Des armatures aboutées ou des plaques d'ancrage soudées aux extrémités des armatures peuvent être utilisées (voir Figure 5.13b).

c) Des coudes d'une longueur minimale de  $10d_{bL}$  et des armatures transversales regroupées à l'intérieur du coude au contact des armatures peuvent être mis en place (voir Figure 5.13c).

(4)P Les armatures supérieures ou inférieures traversant les nœuds intermédiaires doivent être arrêtées dans les éléments connectés au nœud à une distance non inférieure à  $l_{cr}$  (longueur de la zone critique de l'élément, voir 5.4.3.1.2(1)P et 5.5.3.1.3(1)P) à l'extérieur du nœud.



#### Légende

A Plaque d'ancrage

B Armatures de confinement autour des armatures du poteau

**Figure 5.13 — Dispositions complémentaires pour l'ancrage dans les nœuds poteau-poutre de rive**

### 5.6.3 Jonction des armatures

(1)P Il ne doit pas y avoir de jonction par recouvrement par soudure à l'intérieur des zones critiques des éléments de structure.

(2)P Il peut y avoir des jonctions par coupleurs mécaniques dans les poteaux et les murs, si le fonctionnement de ces dispositifs est validé par des essais appropriés, réalisés dans des conditions compatibles avec la classe de ductilité retenue.

(3)P Les armatures transversales à prévoir sur la longueur de recouvrement doivent être calculées conformément à l'EN 1992-1-1:2004. En complément, les prescriptions suivantes doivent également être respectées :

- a) Si les armatures ancrées et en continuité sont disposées dans un plan parallèle aux armatures transversales, la somme  $\Sigma A_{sL}$  des sections de toutes les armatures faisant l'objet du recouvrement doit être utilisée dans le calcul des armatures transversales.
- b) Si les armatures ancrées et en continuité sont disposées dans un plan perpendiculaire aux armatures transversales, la section des armatures transversales doit être calculée sur la base de la plus grande section  $A_{sL}$  des armatures longitudinales recouvertes.
- c) L'espacement  $s$  des armatures transversales (en millimètres) à placer dans la zone de recouvrement ne doit pas dépasser :

$$s = \min \{h/4 ; 100\} \quad \dots (5.51)$$

où :

$h$  est la plus petite dimension de la section transversale (en millimètres).

(4) La section requise  $A_{st}$  des armatures transversales dans la zone de recouvrement, soit des armatures longitudinales des poteaux, dont la jonction est faite au même endroit (comme défini dans l'EN 1992-1-1:2004), soit des armatures longitudinales des éléments de rive des murs, peut être calculée par l'expression suivante :

$$A_{st} = s (d_{bL}/50)(f_{yld}/f_{ywd}) \quad \dots (5.52)$$

avec :

$A_{st}$  section d'une branche des armatures transversales ;

$d_{bL}$  diamètre des armatures en recouvrement ;

$s$  espacement des armatures transversales ;

$f_{yld}$  valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures longitudinales ;

$f_{ywd}$  valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures transversales.

## 5.7 Conception, dimensionnement et dispositions constructives pour les éléments sismiques secondaires

(1)P Le paragraphe 5.7 s'applique aux éléments désignés comme sismiques secondaires, c'est-à-dire les éléments soumis à des déformations importantes dans la situation sismique de calcul (par exemple, les nervures de dalle ne sont pas soumises aux exigences de 5.7). Ces éléments doivent être dimensionnés et conçus en détail de manière à conserver leur capacité à supporter les charges gravitaires présentes dans la situation sismique de calcul lorsqu'ils sont soumis aux déformations maximales imposées.

(2)P Les déformations maximales dues à la situation sismique de calcul doivent être calculées conformément à 4.3.4 et doivent tenir compte des effets P- $\Delta$  conformément à 4.4.2.2(2) et (3). Elles doivent être calculées à partir d'une analyse de la structure pour la situation sismique de calcul, dans laquelle la contribution des éléments sismiques secondaires à la raideur latérale est négligée et les éléments sismiques primaires sont modélisés avec leur rigidité fissurée à la flexion et à l'effort tranchant.

(3) Les éléments sismiques secondaires sont considérés comme conformes aux exigences de l'alinéa (1)P du présent paragraphe si les moments fléchissants et les efforts tranchants calculés pour eux sur la base de a) les déformations de l'alinéa (2)P du présent paragraphe et de b) leur rigidité fissurée à la flexion et à l'effort tranchant, ne dépassent pas leurs résistances de calcul à la flexion et à l'effort tranchant, respectivement  $M_{Rd}$  et  $V_{Rd}$ , qui sont déterminées selon l'EN 1992-1-1:2004.

## 5.8 Éléments de fondation en béton

### 5.8.1 Domaine d'application

(1)P Les paragraphes suivants s'appliquent à la conception et au dimensionnement des éléments de fondation en béton, tels que les semelles, les chaînages, les longrines, les dallages, les murs en fondation, les semelles sur pieu et les pieux, ainsi que les liaisons entre ces éléments ou entre eux et des éléments verticaux en béton. La conception et le dimensionnement de ces éléments doit suivre les règles de l'EN 1998-5:2004, **5.4**.

(2)P Si les effets de l'action sismique de calcul pour la conception et le dimensionnement des éléments de fondation des structures dissipatives sont déduits de considérations de dimensionnement en capacité selon **4.4.2.6(2)P**, il n'est pas prévu de dissipation d'énergie dans ces éléments dans la situation sismique de calcul. Leur conception et leur dimensionnement peut suivre les règles de **5.3.2(1)P**.

(3)P Si les effets de l'action de calcul pour les éléments de fondation des structures dissipatives sont déduits de l'analyse dans la situation sismique de calcul sans prendre en compte de considération de dimensionnement en capacité suivant **4.4.2.6(2)P**, la conception de ces éléments doit respecter les règles correspondant aux éléments de superstructure pour la classe de ductilité retenue. Pour les chaînages et les longrines, les efforts tranchants de calcul doivent être déterminés sur la base de considérations de dimensionnement en capacité, conformément à **5.4.2.2** dans les bâtiments de DCM, ou à **5.5.2.1(2)P**, **5.5.2.1(3)** dans les bâtiments de DCH.

(4) Si les effets de l'action de calcul pour les éléments de fondation ont été déterminés en utilisant une valeur du coefficient de comportement  $q$  plus petite ou égale à la valeur limite supérieure de  $q$  pour le comportement faiblement dissipatif (1,5 pour les bâtiments en béton, entre 1,5 et 2 pour les bâtiments métalliques ou mixtes acier-béton, conformément à la Note 1 du Tableau 6.1 ou à la Note 1 du Tableau 7.1, respectivement), la conception de ces éléments peut respecter les règles de **5.3.2(1)P** (voir également **4.4.2.6(3)**).

(5) Dans les infrastructures de type caisson des structures dissipatives, comprenant a) une dalle de béton agissant comme un diaphragme rigide au sommet de l'infrastructure, b) un dallage ou une grille de chaînages ou de longrines au niveau des fondations, et c) des murs de fondation périphériques et/ou intermédiaires, conçus selon l'alinéa **(2)P** du présent paragraphe, il est attendu que les poteaux et les poutres (y compris les longrines au sommet de l'infrastructure) restent élastiques dans la situation sismique de calcul et peuvent être conçus selon **5.3.2(1)P**. Il convient de concevoir les murs de contreventement en vue de la formation de rotules plastiques au niveau de la dalle située au sommet de l'infrastructure. Dans ce but, dans les murs qui se prolongent avec la même section transversale au-dessus du sommet de l'infrastructure, il convient de considérer que la zone critique s'étend en dessous du niveau du sommet de l'infrastructure sur une profondeur de  $h_{cr}$  (voir **5.4.3.4.2(1)** et **5.5.3.4.5(1)**). De plus, il convient que la hauteur libre totale de ces murs dans le soubassement soit dimensionnée au cisaillement, en supposant que le mur développe sa sur-résistance en flexion  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$  (avec  $\gamma_{Rd} = 1,1$  pour DCM et  $\gamma_{Rd} = 1,2$  pour DCH) au niveau du sommet de l'infrastructure et un moment nul au niveau des fondations.

### 5.8.2 Chaînages et longrines

(1)P Les poteaux de liaison entre la face supérieure d'une semelle ou d'une semelle sur pieu et le parement inférieur de chaînages ou de longrines doivent être évités. Dans ce but, la face inférieure des chaînages ou des longrines doit être placée en dessous de la face supérieure de la semelle ou de la semelle sur pieu.

(2) Dans le cadre de la vérification, il convient de prendre en compte les efforts normaux dans les longrines ou les zones de dallage jouant le rôle de chaînage, conformément à **5.4.1.2(6)** et **(7)** de l'EN 1998-5 comme agissant en même temps que les effets de l'action déterminés selon **4.4.2.6(2)P** ou **4.4.2.6(3)** pour la situation sismique de calcul, en prenant en compte les effets du second ordre.

(3) Il convient que les chaînages et longrines aient une section transversale de largeur au moins égale à  $b_{w,min}$  et de hauteur au moins égale à  $h_{w,min}$ .

NOTE Les valeurs devant être attribuées à  $b_{w,min}$  et  $h_{w,min}$  à utiliser dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. Les valeurs recommandées sont :  $b_{w,min} = 0,25$  m et  $h_{w,min} = 0,4$  m pour les bâtiments comportant jusqu'à trois étages et  $h_{w,min} = 0,5$  m pour les bâtiments de quatre étages et plus au-dessus de la fondation.

(4) Il convient que les dallages conçus suivant l'EN 1998-5:2004, **5.4.1.2(2)** pour relier les semelles isolées ou les têtes de pieux vis-à-vis des forces horizontales aient une épaisseur d'au moins  $t_{min}$  et un pourcentage minimal d'armatures  $\rho_{s,min}$  sur les faces inférieure et supérieure.

NOTE Les valeurs devant être attribuées à  $t_{min}$  et  $\rho_{s,min}$  à utiliser dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale du présent document. Les valeurs recommandées sont :  $t_{min} = 0,2$  m et  $\rho_{s,min} = 0,2$  %.

(5) Il convient que les chaînages et les longrines présentent sur toute leur longueur un pourcentage d'armatures longitudinales au moins égal à  $\rho_{b,\min}$  sur leurs faces supérieure et inférieure.

NOTE La valeur devant être attribuée à  $\rho_{b,\min}$  à utiliser dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale du présent document. La valeur recommandée de  $\rho_{b,\min}$  est 0,4 %.

### 5.8.3 Liaisons entre éléments verticaux et poutres ou murs de fondation

(1)P La zone (nœud) commune entre une longrine ou un mur de fondation et un élément vertical doit respecter les règles de **5.4.3.3** ou **5.5.3.3** en tant que nœud poteau-poutre.

(2) Si une longrine ou un mur de fondation d'une structure de classe DCH est dimensionné pour les effets de l'action déterminés selon des considérations de dimensionnement en capacité conformément à **4.4.2.6(2)P**, l'effort tranchant horizontal  $V_{jhd}$  dans la zone du nœud est déterminé sur la base des résultats d'analyse conformément à **4.4.2.6(2)P**, **(4)**, **(5)** et **(6)**.

(3) Si la longrine ou le mur de fondation d'une structure de classe DCH n'est pas dimensionné selon l'approche de dimensionnement en capacité de **4.4.2.6(4)**, **(5)** et **(6)** (voir **5.8.1(3)P**), l'effort tranchant horizontal  $V_{jhd}$  dans la zone du nœud est déterminé selon **5.5.2.3(2)**, expressions (5.22), (5.23) pour les nœuds poteau-poutre.

(4) Dans les structures de classe DCM, la liaison des longrines ou des murs de fondation avec des éléments verticaux peut suivre les règles de **5.4.3.3**.

(5) Il convient d'orienter les extrémités inférieures coudées des barres longitudinales des éléments verticaux de manière à ce qu'elles induisent une compression dans la zone de liaison.

### 5.8.4 Pieux et semelles sur pieux coulés en place

(1)P Le sommet du pieu, sur une distance, à partir de la face inférieure de la semelle sur pieu, correspondant à deux fois la dimension de la section transversale du pieu,  $d$ , ainsi que les zones se situant, sur une distance  $2d$ , de part et d'autre d'une interface entre deux couches de sol présentant des rigidités au cisaillement sensiblement différentes (rapport de modules de cisaillement supérieur à 6), doivent être munies des dispositions constructives des zones de rotule plastique potentielle. Dans ce but, elles doivent être munies d'armatures transversales et de confinement suivant les règles sur les zones critiques des poteaux pour la classe de ductilité correspondante ou au minimum pour la classe DCM.

(2)P Lorsque la prescription de l'alinéa **5.8.1(3)P** est appliquée pour la conception de pieux de structures dissipatives, les pieux doivent être dimensionnés et conçus en détail en tenant compte de la formation de rotules plastiques à leur sommet. Dans ce but, la longueur sur laquelle il est nécessaire d'augmenter les armatures transversales et de confinement au sommet du pieu conformément à l'alinéa **(1)P** du présent paragraphe est majorée de 50 %. De plus, la vérification à l'état limite ultime du pieu en cisaillement doit utiliser un effort tranchant de calcul au moins égal à celui calculé selon **4.4.2.6(4)** à **(8)**.

(3) Il convient que les pieux prévus pour résister à des efforts de traction ou supposés fixes en termes de rotation à leur sommet, présentent un ancrage suffisant dans la semelle sur pieux pour mobiliser la résistance de calcul au soulèvement du pieu ou la résistance de calcul à la traction des armatures du pieu, en prenant la plus petite valeur. Si la partie de ces pieux encastree dans la semelle est coulee avant la semelle sur pieu, il convient de prévoir des goujons à l'interface où a lieu la liaison.

## 5.9 Effets locaux dus aux remplissages en maçonnerie ou en béton

(1) À cause de la vulnérabilité particulière des murs de remplissage des rez-de-chaussée, une irrégularité induite par le séisme doit être envisagée à ces niveaux, et il convient de prendre des dispositions particulières. En l'absence de méthode plus précise, il y a lieu de considérer la hauteur totale des poteaux du rez-de-chaussée comme la longueur critique et de la confiner en conséquence.

(2) Lorsque la hauteur des remplissages est inférieure à la hauteur libre des poteaux adjacents, il convient de prendre les dispositions suivantes :

- a) la hauteur totale du poteau est considérée comme une zone critique et il y a lieu de l'armer avec la quantité et le type de cadres requis pour les zones critiques ;
- b) il convient de tenir compte des conséquences d'une diminution du rapport de portée d'effort tranchant de ces poteaux de manière appropriée. Dans ce but, il y a lieu d'appliquer les paragraphes **5.4.2.3** et **5.5.2.2** pour le calcul de l'effort tranchant sollicitant, en fonction de la classe de ductilité. Dans ce calcul, il convient que la longueur libre  $l_{cl}$  du poteau soit prise égale à la longueur de la partie du poteau qui n'est pas en contact avec le remplissage et que le moment  $M_{i,d}$  à la section du poteau au sommet du mur de remplissage soit pris égal à  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ , avec  $\gamma_{Rd} = 1,1$  pour DCM et  $1,3$  pour DCH et  $M_{Rc,i}$  étant la valeur de calcul de la résistance à la flexion du poteau ;
- c) il convient de placer les armatures transversales qui reprennent cet effort tranchant sur la longueur du poteau qui n'est pas en contact avec les remplissages, et de les prolonger dans la partie du poteau en contact avec ces remplissages sur une longueur  $h_c$  (dimension de la section du poteau dans le plan de remplissage) ;
- d) si la longueur du poteau qui n'est pas en contact avec le remplissage est inférieure à  $1,5h_c$ , il convient alors que l'effort tranchant soit repris par des armatures diagonales.

(3) Lorsque les remplissages s'étendent sur toute la longueur libre des poteaux adjacents, et s'il n'y a de mur en maçonnerie que d'un côté du poteau (ceci est par exemple le cas pour tous les poteaux d'angle), il convient alors de considérer la hauteur totale du poteau comme une zone critique et de l'armer avec le nombre et le type de cadres requis pour les zones critiques.

(4) Il convient de vérifier la longueur  $l_c$  des poteaux sur lesquels l'effort dû à la bielle diagonale du remplissage s'applique vis-à-vis de la plus petite des deux valeurs d'effort tranchant suivantes : (a) la composante horizontale de l'effort de bielle dans le remplissage, supposée égale à la résistance à l'effort tranchant horizontal du panneau, estimée sur la base de la résistance à l'effort tranchant des joints horizontaux ; ou (b) l'effort tranchant calculé selon **5.4.2.3** ou **5.5.2.2**, suivant la classe de ductilité, en supposant que la sur-résistance en flexion du poteau,  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ , se développe aux deux extrémités de la longueur de contact  $l_c$ . Il convient de supposer que la longueur de contact est égale à la largeur verticale totale de la bielle diagonale du remplissage. À moins d'effectuer une estimation plus précise de cette largeur, en tenant compte des propriétés élastiques et de la géométrie du remplissage et du poteau, la largeur de bielle peut être supposée être une fraction fixe de la longueur de la diagonale du panneau.

## 5.10 Dispositions pour les diaphragmes en béton

(1) Une dalle de béton armé rigide peut servir de diaphragme si elle présente une épaisseur non inférieure à 70 mm et est armée dans les deux directions horizontales avec les armatures minimales spécifiées dans l'EN 1992-1-1:2004.

(2) Une chape coulée en place sur un système de plancher ou de terrasse préfabriqué peut être considérée comme un diaphragme si : (a) elle satisfait aux exigences de l'alinéa **(1)** du présent paragraphe ; (b) elle est conçue pour fournir seule la rigidité et la résistance requises pour le diaphragme ; et (c) elle est coulée sur un substrat propre et rugueux ou reliée à ce dernier par des connecteurs.

(3)P Le calcul sismique doit comprendre la vérification des diaphragmes en béton armé à l'état limite ultime dans les structures de la classe DCH possédant les caractéristiques suivantes :

- formes irrégulières ou complexes en plan avec entailles ou excroissances ;
- ouvertures grandes ou irrégulières dans le diaphragme ;
- distribution irrégulière des masses et/ou des rigidités (comme par exemple dans le cas d'excroissances ou de retraits) ;
- sous-sol avec murs périphériques partiels ou murs dans une partie seulement du rez-de-chaussée.

(4) Les effets des actions dans les diaphragmes en béton armé peuvent être estimés en modélisant ces derniers par des poutres de grande hauteur, des treillis plans ou dans un modèle bielles/tirants, sur appuis élastiques.

(5) Il convient de calculer les valeurs de calcul des effets de l'action en prenant en compte le paragraphe **4.4.2.5**.

(6) Il convient d'évaluer les résistances de calcul conformément à l'EN 1992-1-1:2004.

(7) Dans le cas de systèmes à noyaux ou à murs de la classe DCH, il y a lieu de vérifier la transmission des forces horizontales des diaphragmes aux noyaux ou aux murs. Pour cela, les dispositions suivantes s'appliquent :

- a) pour limiter la fissuration, il convient de limiter la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à  $1,5 f_{ctd}$  aux interfaces entre les diaphragmes et les noyaux ou les murs ;
- b) il convient d'assurer la résistance vis-à-vis de la rupture par glissement dû au cisaillement en supposant l'inclinaison des bielles égale à  $45^\circ$ . Il y a lieu de prévoir des armatures complémentaires pour assurer la résistance au cisaillement des interfaces entre les diaphragmes et les noyaux ou les murs et que l'ancrage de ces barres respecte les dispositions de **5.6**.

## **5.11 Structures préfabriquées en béton**

### **5.11.1 Généralités**

#### **5.11.1.1 Domaine d'application et types de structure**

(1)P Le paragraphe **5.11** traite du dimensionnement sismique des structures en béton réalisées partiellement ou entièrement avec des éléments préfabriqués.

(2)P Sauf spécification contraire (voir **5.11.1.3.2(4)**), toutes les dispositions de l'Article **5** du présent Eurocode et de l'EN 1992-1-1:2004, Article **10** s'appliquent.

(3) Les types de structure suivants, tels que définis en **5.1.2** et **5.2.2.1**, sont traités dans **5.11** :

- systèmes à ossature ;
- systèmes de murs ;
- systèmes à contreventement mixte (ossatures préfabriquées mixtes et murs préfabriqués ou monolithiques).

(4) En complément, les systèmes suivants sont également traités :

- les structures de panneaux muraux (structures de refends croisés) ;
- les structures alvéolées (systèmes alvéolés préfabriqués monolithiques).

#### **5.11.1.2 Évaluation des structures préfabriquées**

(1) Lors de la modélisation des structures préfabriquées, il convient d'effectuer les évaluations suivantes :

a) Identification du rôle des différents éléments de la structure parmi les suivants :

- les éléments résistant seulement aux charges gravitaires, par exemple poteaux articulés disposés autour d'un noyau de béton armé ;
- les éléments résistant simultanément aux charges gravitaires et aux actions sismiques, par exemple portiques ou murs ;
- les éléments permettant de relier les éléments de la structure, par exemple planchers ou toitures jouant un rôle de diaphragme.

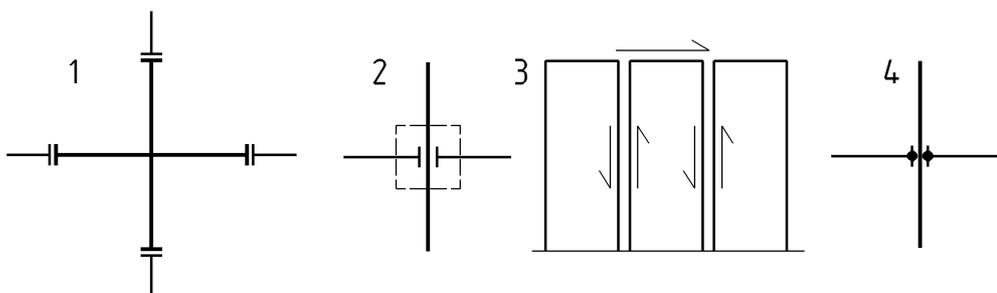
b) Capacité à satisfaire aux dispositions parasismiques des paragraphes **5.1** à **5.10** comme suit :

- systèmes préfabriqués capables de satisfaire à toutes ces dispositions ;
- systèmes préfabriqués combinés avec des poteaux ou des murs coulés en place afin de satisfaire à toutes ces dispositions ;
- systèmes préfabriqués qui s'écartent de ces dispositions ; ils nécessitent alors des critères de dimensionnement complémentaires et il convient de leur affecter des coefficients de comportement plus faibles.

c) Identification des éléments non structuraux qui peuvent :

- être complètement découplés de la structure ;
- s'opposer en partie à la déformation des éléments de la structure.

- d) Identification de la participation des assemblages à la capacité de dissipation d'énergie de la structure :
- assemblages situés nettement en dehors des zones critiques (définies en **5.1.2(1)**), n'ayant pas d'effet sur la capacité de dissipation d'énergie de la structure (voir **5.11.2.1.1** et, par exemple, la Figure 5.14a) ;
  - assemblages situés dans les zones critiques mais surdimensionnés par rapport au reste de la structure de telle sorte qu'ils restent élastiques en situation sismique de calcul alors que des réponses inélastiques se produisent dans d'autres zones critiques (voir **5.11.2.1.2** et, par exemple, la Figure 5.14b) ;
  - assemblages situés à l'intérieur des zones critiques et devant présenter une ductilité importante (voir **5.11.2.1.3** et, par exemple, la Figure 5.14c).



**Figure 5.14 — a) assemblages situés en dehors des zones critiques, b) assemblages surdimensionnés, les rotules plastiques étant situées hors des assemblages, c) assemblages ductiles à l'effort tranchant, entre panneaux de grandes dimensions, situés à l'intérieur des zones critiques (par exemple au rez-de-chaussée) et d) assemblages ductiles de continuité situés à l'intérieur des zones critiques des ossatures**

### 5.11.1.3 Critères de dimensionnement

#### 5.11.1.3.1 Résistance locale

(1) Dans les éléments préfabriqués et leurs assemblages, il convient de tenir compte de l'endommagement dû aux déformations cycliques post-élastiques. Normalement, cet endommagement est couvert par les coefficients partiels des matériaux pour l'acier et le béton (voir **5.2.4(1)P** et **5.2.4(2)**). Dans le cas contraire, il convient de réduire de manière appropriée la résistance de calcul des assemblages préfabriqués soumis à un chargement monotone pour les vérifications dans la situation sismique de calcul.

#### 5.11.1.3.2 Dissipation de l'énergie

(1) Il convient que, dans les structures préfabriquées en béton, le mécanisme principal de dissipation de l'énergie provienne des rotations plastiques dans les zones critiques.

(2) Outre la dissipation de l'énergie par les rotations plastiques dans les zones critiques, les structures préfabriquées peuvent également dissiper l'énergie par des mécanismes de cisaillement plastique le long des joints, si les deux conditions suivantes soient satisfaites :

a) il y a lieu que leur rigidité ne se détériore pas sensiblement pendant la durée considérée de l'action sismique ;  
et

b) il y a lieu que des dispositions appropriées soient prises pour prévenir les instabilités potentielles.

(3) Les trois classes de ductilité indiquées dans l'Article 5 pour les structures coulées en place s'appliquent également aux systèmes préfabriqués. Seuls les paragraphes **5.2.1(2)** et **5.3** s'appliquent pour le dimensionnement des bâtiments préfabriqués de la classe de ductilité L.

NOTE Le choix de la classe de ductilité à utiliser pour les divers types de systèmes préfabriqués en béton dans un pays ou des parties de ce pays peut être trouvé dans l'annexe nationale au présent document. Il est recommandé d'utiliser la classe de ductilité L uniquement dans les cas de faible sismicité. Pour les systèmes de panneaux, la classe M est recommandée.

(4) La capacité de dissipation de l'énergie par cisaillement peut être plus particulièrement prise en considération dans le cas des systèmes de murs préfabriqués, en tenant compte, lors du choix du coefficient de comportement  $q$ , des valeurs des coefficients locaux  $\mu_s$  de ductilité vis-à-vis du glissement.

### 5.11.1.3.3 Dispositions particulières complémentaires

- (1) Seules les structures préfabriquées régulières sont prises en considération dans **5.11** (voir **4.2.3**). Néanmoins, la vérification des éléments préfabriqués de structures irrégulières peut être fondée sur les dispositions de cette section.
- (2) Il convient que tous les éléments verticaux se prolongent jusqu'au niveau des fondations sans interruption.
- (3) Les incertitudes relatives aux résistances sont prises en compte comme indiqué en **5.2.3.7(2)P**.
- (4) Les incertitudes relatives à la ductilité sont prises en compte comme indiqué en **5.2.3.7(3)P**.

### 5.11.1.4 Coefficients de comportement

- (1) Pour les structures préfabriquées respectant les dispositions de **5.11**, les valeurs du coefficient de comportement  $q_p$  peuvent être déterminées par l'expression suivante, sauf lorsque des études particulières autorisent d'autres valeurs :

$$q_p = k_p \cdot q \quad \dots (5.53)$$

avec :

- $q$  coefficient de comportement déterminé conformément à l'expression (5.1) ;
- $k_p$  coefficient de réduction dépendant de la capacité de dissipation d'énergie des structures préfabriquées (voir alinéa **(2)** du présent paragraphe).

NOTE Les valeurs devant être attribuées à  $k_p$  à utiliser dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. Les valeurs recommandées sont :

$$k_p \left\{ \begin{array}{ll} 1,00 & \text{pour les structures dont les assemblages sont conformes à 5.11.2.1.1,} \\ & \text{5.11.2.1.2, ou 5.11.2.1.3} \\ 0,5 & \text{pour les structures avec d'autres types d'assemblages} \end{array} \right.$$

- (2) Dans le cas de structures préfabriquées qui ne respectent pas les dispositions de dimensionnement de **5.11**, il convient de supposer le coefficient de comportement  $q_p$  au plus égal à 1,5.

### 5.11.1.5 Analyse des phases provisoires

- (1) Pendant l'exécution d'une structure, pendant laquelle il y a lieu de prévoir un contreventement provisoire, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les actions sismiques. Néanmoins, chaque fois qu'un séisme peut provoquer l'effondrement de certaines parties de la structure, avec des risques sérieux pour les vies humaines, des contreventements provisoires doivent être dimensionnés pour une action sismique réduite.
- (2) En l'absence d'études particulières, cette action peut être supposée égale à une fraction  $A_p$  de l'action de calcul, telle que définie dans l'Article **3**.

NOTE La valeur attribuée à  $A_p$  à utiliser dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée de  $A_p$  est 30 %.

## 5.11.2 Assemblages des éléments préfabriqués

### 5.11.2.1 Dispositions générales

#### 5.11.2.1.1 Assemblages situés hors des zones critiques

- (1) Il convient qu'un assemblage d'éléments préfabriqués soit situé à une distance de la limite de la zone critique la plus proche au moins égale à la plus grande dimension de la section de l'élément dans lequel se situe la zone critique.
- (2) Il convient de dimensionner les assemblages de ce type pour (a) un effort tranchant déterminé à partir de la règle de dimensionnement en capacité de **5.4.2.2** et **5.4.2.3**, afin de tenir compte de la sur-résistance due à l'écroutissage de l'acier, avec un coefficient  $\gamma_{Rd}$  égal à 1,1 pour la classe DCM et 1,2 pour la classe DCH ; et (b) un moment fléchissant au moins égal au moment sollicitant résultant de l'analyse et à 50 % de la résistance à la flexion  $M_{Rd}$  de la section d'extrémité de la zone critique la plus proche, multiplié par le coefficient  $\gamma_{Rd}$ .

#### 5.11.2.1.2 Assemblages surdimensionnés

- (1) Il convient de dimensionner les effets de l'action de calcul dans les assemblages surdimensionnés sur la base de la règle de dimensionnement en capacité de **5.4.2.2** et **5.4.2.3**, en prenant en compte les sur-résistances à la flexion aux sections d'extrémité des zones critiques égales à  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$ , avec le coefficient  $\gamma_{Rd}$  égal à 1,20 pour la classe DCM et 1,35 pour la classe DCH.
- (2) Il convient d'ancrer entièrement les armatures les plus longues des assemblages surdimensionnés avant d'atteindre les sections d'extrémité de la zone critique.
- (3) Il convient que les armatures de la zone critique soient entièrement ancrées en dehors des assemblages surdimensionnés.

#### 5.11.2.1.3 Assemblages dissipatifs

- (1) Il convient que ce type d'assemblage respecte les critères de ductilité locale de **5.2.3.4** et dans les alinéas concernés de **5.4.3** et **5.5.3**.
- (2) En variante, il convient de démontrer, par des essais cycliques inélastiques d'un nombre approprié d'échantillons représentatifs de l'assemblage, que celui-ci présente une déformation cyclique stable et une capacité de dissipation d'énergie au moins égale à celle d'un assemblage monolithique ayant la même résistance et conforme aux dispositions de ductilité locale de **5.4.3** ou **5.5.3**.
- (3) Il convient de réaliser des essais sur des échantillons représentatifs en respectant un historique de cycles approprié en déplacement, y compris au moins trois cycles complets à l'amplitude correspondant à  $q_p$  selon **5.2.3.4(3)**.

#### 5.11.2.2 Évaluation de la résistance des assemblages

- (1) Il convient de calculer la résistance de calcul des assemblages entre éléments préfabriqués conformément à l'EN 1992-1-1:2004, **6.2.5** et à l'EN 1992-1-1:2004, Article **10**, en utilisant les coefficients partiels des matériaux de **5.2.4(2)** et **(3)**. Au cas où ces dispositions ne traitent pas du type d'assemblage envisagé de façon satisfaisante, il convient d'effectuer des études expérimentales appropriées pour évaluer sa résistance.
- (2) Lors de l'évaluation de la résistance d'un assemblage vis-à-vis du glissement par cisaillement, il convient de négliger la résistance au frottement sous des contraintes de compression extérieures (par opposition aux contraintes internes dues à l'effet de couture des armatures traversant l'assemblage).
- (3) La soudure des armatures dans les assemblages dissipatifs peut être prise en compte dans l'analyse structurale lorsque toutes les conditions suivantes sont respectées :
  - a) seuls des aciers soudables sont utilisés ;
  - b) les matériaux, les techniques et la main d'œuvre employés pour le soudage permettent d'assurer qu'il n'y aura pas de perte de ductilité locale supérieure à 10 % de la ductilité qui serait obtenue si les assemblages étaient réalisés par d'autres moyens que la soudure.
- (4) Il convient de faire la preuve analytique et expérimentale que les éléments en acier (profilés ou armatures) utilisés pour assembler les éléments en béton et contribuant à la résistance aux séismes, peuvent résister à des chargements cycliques dus à des déformations imposées, pour le niveau de ductilité souhaité, comme spécifié en **5.11.2.1.3(2)**.

### 5.11.3 Éléments

#### 5.11.3.1 Poutres

- (1)P Les dispositions pertinentes de l'EN 1992-1-1:2004, Article **10**, et des paragraphes **5.4.2.1**, **5.4.3.1**, **5.5.2.1** et **5.5.3.1** du présent Eurocode s'appliquent, en complément des règles exposées en **5.11**.
- (2)P Les poutres préfabriquées sur appuis simples doivent être structurellement reliées à des poteaux ou des murs. La liaison doit assurer la transmission des forces horizontales dans la situation sismique de calcul sans prendre en compte de frottement.
- (3) En complément des dispositions pertinentes de l'EN 1992-1-1:2004, Article **10**, il convient de prendre correctement en compte les tolérances et des surlongueurs pour les épaufrures des appuis, vis-à-vis des déplacements prévisibles des éléments porteurs (voir **4.3.4**).

### 5.11.3.2 Poteaux

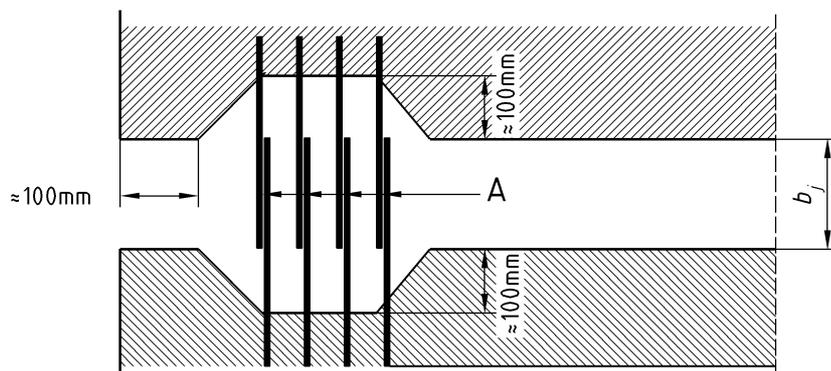
- (1) Les dispositions pertinentes de 5.4.3.2 et 5.5.3.2 s'appliquent, en complément des règles exposées en 5.11.
- (2) Les assemblages poteau sur poteau situés à l'intérieur des zones critiques ne sont autorisés que pour la classe DCM.
- (3) Pour les systèmes à ossatures préfabriqués avec assemblages poteaux-poutres articulés, il convient de fixer les poteaux à la base avec des appuis complets dans des fondations enclavées dimensionnées conformément à 5.11.2.1.2.

### 5.11.3.3 Nœuds poteau-poutre

- (1) Il convient que les nœuds monolithiques entre poteaux et poutres (Figure 5.14a) respectent les dispositions pertinentes de 5.4.3.3 et 5.5.3.3.
- (2) Il convient de vérifier spécifiquement les assemblages des extrémités de poutres aux poteaux (Figures 5.14b et c) en ce qui concerne leur résistance et leur ductilité, comme indiqué en 5.11.2.2.1.

### 5.11.3.4 Murs en panneaux préfabriqués de grandes dimensions

- (1) L'EN 1992-1-1:2004, Article 10 s'applique, avec les modifications suivantes :
  - a) Le pourcentage minimal total d'armatures verticales se rapporte à l'aire réelle de la section de béton et il y a lieu de tenir compte des barres verticales de l'âme et des éléments de rive.
  - b) Une armature en treillis dans un lit unique n'est pas autorisée.
  - c) Il convient de prévoir un confinement minimal du béton à proximité des bords de chaque panneau préfabriqué, comme indiqué en 5.4.3.4.2 ou 5.5.3.4.5 pour les poteaux, avec une section carrée de côté  $b_w$ , où  $b_w$  est l'épaisseur du panneau.
- (2) Il convient de dimensionner et de munir de dispositions constructives conformément à 5.4.3.4.2 ou 5.5.3.4.5 selon la classe de ductilité, la partie du panneau située entre un joint vertical et une ouverture placée à moins de  $2,5 b_w$  du joint.
- (3) Il convient d'éviter la dégradation de la résistance des assemblages.
- (4) Dans ce but, il convient que tous les joints verticaux soient rugueux ou crantés et vérifiés en ce qui concerne le cisaillement.
- (5) Les joints horizontaux comprimés sur toute leur longueur peuvent être réalisés sans crantage. Toutefois, s'ils sont partiellement comprimés et partiellement tendus, il y a lieu de disposer des crantages sur toute leur longueur.
- (6) Les règles complémentaires suivantes s'appliquent à la vérification des assemblages horizontaux des murs constitués de panneaux préfabriqués de grandes dimensions :
  - a) il convient que la force de traction totale produite par les effets de l'effort normal (relativement au mur) soit reprise par des armatures verticales disposées le long de la partie tendue du panneau et bien ancrées dans le béton des panneaux inférieur et supérieur. Il convient d'assurer leur continuité par soudure ductile pratiquée dans le joint horizontal ou, de préférence, dans des empochements prévus à cet effet (Figure 5.15).
  - b) dans les assemblages horizontaux partiellement comprimés et partiellement tendus (dans la situation sismique de calcul), il convient d'effectuer la vérification de la résistance à l'effort tranchant (voir 5.11.2.2) le long de la seule partie comprimée. Dans ce cas, il convient de remplacer la valeur de l'effort normal  $N_{Ed}$  par la valeur de la force de compression totale  $F_c$  sollicitant la surface comprimée.



**Légende**

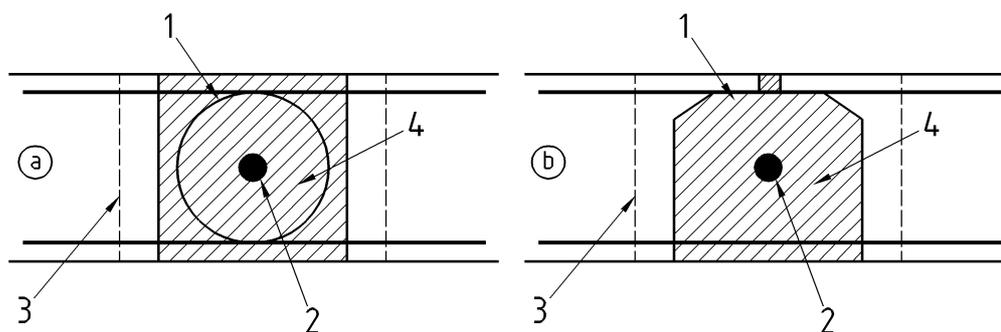
A Recouvrement par soudure des barres

**Figure 5.15 — Armatures de traction pouvant être nécessaires aux bords des murs**

(7) Il convient de respecter les règles complémentaires de dimensionnement suivantes afin d'augmenter la ductilité locale le long des assemblages verticaux entre les panneaux de grandes dimensions :

- a) il y a lieu de prévoir un minimum d'armatures à travers les assemblages, égal à 0,10 % dans le cas des assemblages totalement comprimés et égal à 0,25 % dans le cas des assemblages partiellement comprimés et partiellement tendus.
  - b) il est souhaitable de limiter la quantité d'armatures traversant les assemblages afin d'éviter une brusque perte de rigidité au delà du sommet du diagramme de la loi de comportement. Sauf justification particulière, il ne convient pas que le pourcentage d'armatures dépasse 2 %.
  - c) il y a lieu que ce type d'armatures soit réparti tout le long de l'assemblage. Dans la classe DCM, ces armatures peuvent être concentrées dans trois bandes (au sommet, au milieu et à la base).
  - d) il convient de prendre des dispositions pour assurer la continuité des armatures traversant les assemblages entre panneaux. Dans ce but, des armatures sont généralement prévues dans les assemblages verticaux, soit en leur donnant une forme de boucle, soit (dans le cas des joints ayant au moins une face libre) en les soudant dans le joint (Figure 5.16).
- a) afin d'assurer la continuité du joint après fissuration, il convient de prévoir un pourcentage minimal  $\rho_{c,min}$  d'armatures longitudinales dans le mortier de remplissage du joint (voir Figure 5.16).

NOTE La valeur devant être attribuée à  $\rho_{c,min}$  à utiliser dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est  $\rho_{c,min} = 1 \%$ .



**Légende**

A Armatures traversant l'assemblage

C Face crantée

B Armatures longitudinales de l'assemblage

D Mortier de remplissage entre panneaux

**Figure 5.16 — Section transversales dans les assemblages verticaux entre panneaux préfabriqués de grandes dimensions**  
a) assemblage à deux faces libre      b) assemblage à une face libre

(8) En raison de la capacité de dissipation d'énergie le long des assemblages verticaux (et partiellement le long des assemblages horizontaux) entre panneaux de grandes dimensions, les murs réalisés avec ce type de panneaux préfabriqués ne sont pas soumis aux dispositions de **5.4.3.4.2** et **5.5.3.4.5** relatives au confinement des éléments de rive.

#### **5.11.3.5 Diaphragmes**

(1) En complément des dispositions de l'EN 1992-1-1:2004, Article **10** relatives aux dalles et des dispositions de **5.10**, les règles de dimensionnement suivantes s'appliquent également aux planchers devant jouer un rôle de diaphragme et réalisés avec des éléments préfabriqués.

(2) Lorsque la condition de diaphragme rigide du **4.3.1(4)** n'est pas respectée, il convient de prendre en compte dans le modèle la flexibilité en plan du plancher ainsi que des assemblages avec les éléments verticaux.

(3) Le comportement rigide du diaphragme est amélioré si les assemblages dans le diaphragme sont situés uniquement au-dessus de ses appuis. Une chape de béton armé appropriée coulée en place peut largement améliorer la rigidité du diaphragme. Il convient que l'épaisseur de cette chape ne soit pas inférieure à 40 mm si la portée entre les appuis est inférieure à 8 m, ni inférieure à 50 mm pour des portées plus importantes ; il y a lieu que ses armatures en treillis soient reliées aux éléments résistants verticaux situés en dessous et au-dessus.

(4) Il convient que la résistance aux forces de traction soit assurée par des chaînages en acier disposées au moins sur le périmètre du diaphragme, ainsi que le long de quelques joints des éléments de dalle préfabriqués. Lorsqu'une chape coulée en place est utilisée, l'armature complémentaire doit être située dans cette chape.

(5) Dans tous les cas, il y a lieu que ces chaînages forment un système continu d'armatures dans tout le diaphragme et soient reliées à tous les éléments de contreventement.

(6) Il convient de calculer les efforts tranchants agissant en plan le long des joints dalle-dalle ou dalle-poutre, avec un coefficient de surdimensionnement égal à 1,30 et de calculer la résistance de calcul comme indiqué en **5.11.2.2**.

(7) Il convient que les éléments sismiques primaires, situés au-dessus et en dessous du diaphragme, soient reliés de manière adéquate à ce dernier. Dans ce but, il y a lieu que les joints horizontaux éventuels soient toujours correctement armés. On ne peut pas à cet égard compter sur les forces de frottement dues aux forces de compression extérieure.

## 6 Règles particulières aux bâtiments en acier

### 6.1 Généralités

#### 6.1.1 Domaine d'application

(1)P Pour le dimensionnement des bâtiments en acier, l'EN 1993 s'applique. Les règles suivantes constituent des compléments à celles données dans l'EN 1993.

(2)P Pour les bâtiments à structure mixte acier-béton, l'Article 7 s'applique.

#### 6.1.2 Principes de dimensionnement

(1)P Les bâtiments en acier résistant aux séismes doivent être dimensionnés selon l'un des principes suivants (voir Tableau 6.1) :

- a) principe a) comportement de structure faiblement dissipatif ;
- b) principe b) comportement de structure dissipatif.

**Tableau 6.1 — Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement**

Principe de dimensionnement	Classe de ductilité de la structure	Intervalle des valeurs de référence du coefficient de comportement $q$
Principe a) comportement de structure faiblement dissipatif	DCL (limitée)	$\leq 1,5 - 2$
Principe b) comportement de structure dissipatif	DCM (moyenne)	$\leq 4$ également limité par les valeurs du Tableau 6.2
	DCH (haute)	uniquement limité par les valeurs du Tableau 6.2

NOTE 1 La valeur devant être attribuée à la limite supérieure de  $q$  pour le comportement faiblement dissipatif, dans le cadre du Tableau 6.1, à utiliser dans un pays, peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée pour la limite supérieure de  $q$  pour le comportement faiblement dissipatif est 1,5.

NOTE 2 L'annexe nationale d'un pays peut limiter l'usage des principes de dimensionnement et de la classe de ductilité autorisés dans le pays.

(2)P Dans le principe a), les effets de l'action peuvent être calculés sur la base d'une analyse élastique globale sans tenir compte d'un comportement non linéaire significatif du matériau. Lorsque le spectre de calcul défini en 3.2.2.5 est utilisé, la limite supérieure de la valeur de référence du coefficient de comportement  $q$  peut être prise égale à une valeur comprise entre 1,5 et 2 (voir note 1 de l'alinéa (1) du présent paragraphe). En cas d'irrégularité en élévation, il convient de corriger le coefficient de comportement  $q$  comme indiqué en 4.2.3.1(7), mais il n'est pas nécessaire de le prendre inférieur à 1,5.

(3) Dans le principe a), si la limite supérieure de la valeur de référence de  $q$  est prise supérieure à 1,5, il y a lieu que les éléments sismiques primaires de la structure soient des classes de section 1, 2 ou 3.

(4) Dans le principe a), il convient d'évaluer la résistance des éléments et des assemblages conformément à l'EN 1993, sans exigence complémentaire. Pour les bâtiments qui ne sont pas isolés sismiquement (voir Article 10), le dimensionnement selon le principe a) est recommandé uniquement pour les cas de faible sismicité (voir 3.2.1(4)).

(5)P Dans le principe b), la capacité de certaines parties de la structure (zones dissipatives) à résister aux actions du séisme au delà du domaine élastique est prise en compte. Lorsqu'on utilise le spectre de calcul défini en 3.2.2.5, la valeur de référence du coefficient de comportement  $q$  peut être prise plus grande que la valeur supérieure donnée dans le Tableau 6.1 et dans la Note 1 du (1) du présent paragraphe pour le comportement de structure faiblement dissipatif. La limite supérieure de la valeur de  $q$  dépend de la classe de ductilité et du type de structure (voir 6.3). Les exigences données en 6.2 à 6.11 doivent être respectées lorsque le principe b) est adopté.

(6)P Les structures dimensionnées selon le principe b) doivent appartenir aux classes de ductilité DCM ou DCH. Ces classes correspondent à une capacité accrue de la structure à dissiper l'énergie par des mécanismes plastiques. Selon la classe de ductilité, des exigences particulières relatives à un ou plusieurs des aspects suivants doivent être respectées : classe des sections en acier et capacité de rotation des assemblages.

### 6.1.3 Vérifications de sécurité

(1)P Pour les vérifications à l'état limite ultime, le coefficient partiel pour l'acier  $\gamma_s = \gamma_M$  doit prendre en compte la dégradation éventuelle de la résistance due aux déformations cycliques.

NOTE 1 L'annexe nationale au présent document peut fixer le choix de la valeur de  $\gamma_s$ .

NOTE 2 En supposant que, en raison des dispositions relatives à la ductilité locale, le rapport entre la résistance résiduelle après dégradation et la résistance initiale est approximativement égal au rapport entre les valeurs de  $\gamma_M$  pour les combinaisons de charges accidentelles et fondamentales, il est recommandé d'appliquer le coefficient partiel  $\gamma_s$  adopté pour les situations de calcul permanentes et transitoires.

(2) Lors des vérifications relatives au dimensionnement en capacité spécifiées en 6.5 à 6.8, il convient de prendre en compte l'éventualité d'une limite d'élasticité réelle de l'acier supérieure à la limite d'élasticité nominale en utilisant un coefficient de sur-résistance de matériau  $\gamma_{ov}$  (voir 6.2(3)).

## 6.2 Matériaux

(1)P L'acier doit être conforme aux normes indiquées dans l'EN 1993.

(2)P La distribution des propriétés des matériaux dans la structure, telles que la limite d'élasticité et la ténacité, doit être telle que les zones dissipatives se situent aux endroits prévus dans le dimensionnement.

NOTE La plastification des zones dissipatives doit normalement se produire avant que les autres zones ne sortent du domaine élastique pendant le séisme.

(3) L'exigence de l'alinéa (2)P ci-dessus peut être satisfaite si la limite d'élasticité de l'acier des zones dissipatives et la conception de la structure respectent l'une des conditions a), b) ou c) suivantes :

a) La limite d'élasticité réelle maximale  $f_{y,max}$  de l'acier dans les zones dissipatives vérifie l'expression suivante :

$$f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y$$

avec :

$\gamma_{ov}$  coefficient de sur-résistance utilisé dans le calcul

$f_y$  limite d'élasticité nominale spécifiée pour la nuance d'acier.

NOTE 1 Avec les aciers de nuance S235 et  $\gamma_{ov} = 1,25$ , Cette méthode donne  $f_{y,max} = 323 \text{ N/mm}^2$ .

NOTE 2 La valeur attribuée à  $\gamma_{ov}$  dans un pays pour le respect de la condition a) peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est  $\gamma_{ov} = 1,25$ .

b) Le calcul de la structure est fait sur la base d'une seule nuance et d'une seule limite élastique  $f_y$  pour l'acier des zones dissipatives et non dissipatives ; une valeur supérieure  $f_{y,max}$  est spécifiée pour l'acier des zones dissipatives ; la valeur nominale  $f_y$  de l'acier spécifié dans les zones non dissipatives et les assemblages excède la valeur supérieure de la limite élastique  $f_{y,max}$  des zones dissipatives.

NOTE Cette condition conduit normalement à l'utilisation d'aciers de nuance S355 pour les éléments non dissipatifs et d'assemblages non dissipatifs (calculés sur la base de la  $f_y$  d'acier S235) et d'aciers de nuance S235 pour les éléments et assemblages dissipatifs dont la limite d'élasticité supérieure des aciers de nuance S235 est limitée à  $f_{y,max} = 355 \text{ N/mm}^2$ .

- c) La limite d'élasticité réelle  $f_{y,max}$  de l'acier de chaque zone dissipative est déterminée à partir de mesures et le coefficient de sur-résistance est calculé pour chaque zone dissipative comme  $\gamma_{ov,act} = f_{y,ac}/f_y$ , où  $f_y$  est la limite d'élasticité nominale des zones dissipatives.

NOTE Cette condition est applicable lorsque des aciers connus sont pris dans un stock ou lors de l'évaluation de bâtiments existants ou encore lorsque des hypothèses sûres portant sur la limite d'élasticité, utilisées pour le dimensionnement, sont confirmées par des mesures avant la construction.

- (4) Si les conditions de (3)b du présent paragraphe sont respectées, le coefficient de sur-résistance  $\gamma_{ov}$  peut être pris égal à 1,00 dans les vérifications de dimensionnement des éléments structuraux définies en 6.5 à 6.8. Pour la vérification de la condition (6.1) pour les assemblages, la valeur du coefficient de sur-résistance  $\gamma_{ov}$  à utiliser est la même que dans (3)a du présent paragraphe.

- (5) Si les conditions de (3)c du présent paragraphe sont respectées, il convient de prendre pour valeur du coefficient de sur-résistance  $\gamma_{ov}$  la valeur maximale parmi les valeurs  $\gamma_{ov,act}$  calculées lors des vérifications spécifiées dans 6.4 à 6.8.

- (6)P Pour les zones dissipatives, il convient de spécifier et de noter sur les plans la valeur de limite d'élasticité  $f_{y,max}$  prise en compte lors de l'application des conditions de l'alinéa (3) du présent paragraphe.

- (7) Il convient que la ténacité des aciers et des soudures respecte les exigences relatives à l'action sismique à la valeur quasi-permanente de la température de service (voir l'EN 1993-1-10:2004).

NOTE L'annexe nationale au présent document peut donner des informations sur la manière d'utiliser l'EN 1993-1-10:2004 dans la situation sismique de calcul.

- (8) Il convient de définir dans la spécification du projet la ténacité requise pour les aciers et les soudures, ainsi que la température de service minimale en combinaison avec l'action sismique.

- (9) Dans les assemblages boulonnés des structures sismiques primaires d'un bâtiment, il y a lieu d'utiliser des boulons à haute résistance des classes 8.8 ou 10.9.

- (10)P Le contrôle des propriétés des matériaux doit être effectué conformément à 6.11.

## 6.3 Types de structure et coefficients de comportement

### 6.3.1 Types de structure

- (1)P Les bâtiments en acier doivent être classés dans l'une des catégories suivantes de structures, en fonction du comportement de leur structure sismique primaire sous les actions sismiques (voir Figures 6.1 à 6.8) :

- a) Ossatures en portique : ce sont les structures dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par flexion.
- b) Ossatures avec triangulation à barres centrées : ce sont les structures dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par des éléments soumis à des efforts normaux.
- c) Ossatures avec triangulation à barres excentrées : ce sont les structures dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par des éléments soumis à des efforts normaux mais où l'excentricité de la configuration est telle que l'énergie peut être dissipée dans des tronçons sismiques, soit par flexion cyclique, soit par cisaillement cyclique.
- d) Structures en pendule inversé, définies en 5.1.2 : ce sont les structures dans lesquelles les zones dissipatives sont situées à la base des poteaux.
- e) Structures avec noyaux ou murs en béton : ce sont les structures dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par ces noyaux ou ces murs.
- f) Ossatures en portique, combinées avec des entretoises centrées.
- g) Ossatures en portique, combinées avec des remplissages.

- (2) Dans les ossatures en portiques, il convient que les zones dissipatives soient principalement situées dans des rotules plastiques formées dans les poutres ou dans les assemblages poteau-poutre, de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique. Les zones dissipatives peuvent aussi être situées dans les poteaux :

— à la base de l'ossature ;

— au sommet des poteaux dans le dernier étage de bâtiments à plusieurs étages ;

— au sommet et à la base des poteaux dans les bâtiments à un étage dans lesquels  $N_{Ed}$  dans les poteaux respecte la condition :  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$ .

(3) Dans les ossatures avec triangulation à barres centrées, il convient que les zones dissipatives soient principalement situées dans les diagonales tendues.

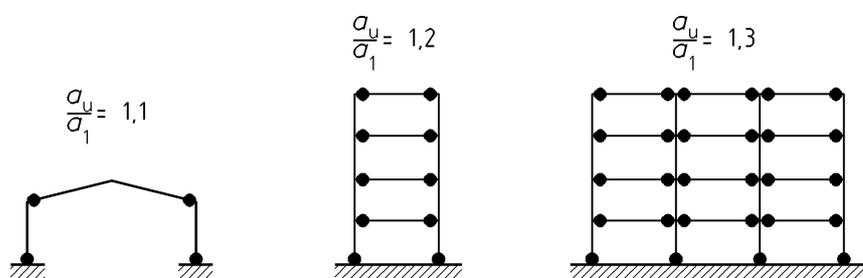
La triangulation peut appartenir à l'une des catégories suivantes :

- la triangulation diagonale, dans laquelle la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées ;
- la triangulation en V, dans laquelle la résistance aux forces horizontales peut être assurée à la fois par les diagonales tendues et comprimées ; le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une barre horizontale qui doit être continue ;

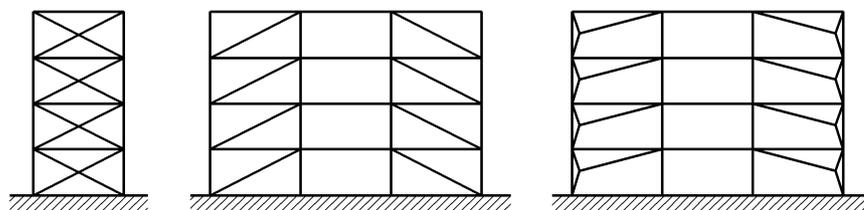
Les triangulations en K, dans lesquels l'intersection des diagonales est située sur un poteau (voir Figure 6.9), ne peuvent pas être utilisées.

(4) Pour les ossatures avec triangulation à barres excentrées, il convient d'utiliser des configurations permettant de garantir que tous les tronçons d'excentrement seront actifs, comme illustré sur la Figure 6.4.

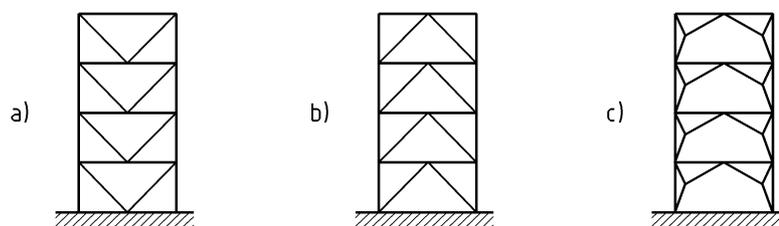
(5) Les structures en pendule inversé peuvent être considérées comme des ossatures en portique, sous réserve que les structures résistant aux séismes possèdent plus d'un poteau dans chaque plan de résistance et que la condition de limitation de l'effort normal :  $N_{Ed} < 0,3 N_{pl,Rd}$  soit satisfaite dans chaque poteau.



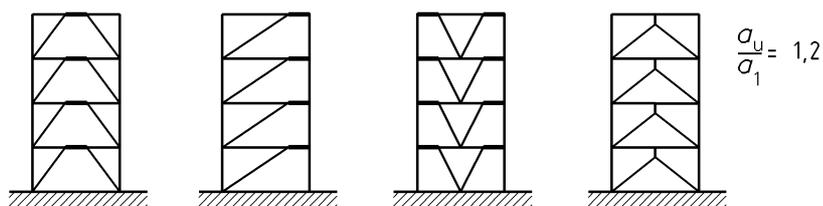
**Figure 6.1 — Ossatures en portique** (zones dissipatives dans les poutres et en pied de poteaux).  
Valeurs par défaut pour  $\alpha_u/\alpha_1$  (voir 6.3.2(3) et Tableau 6.2)



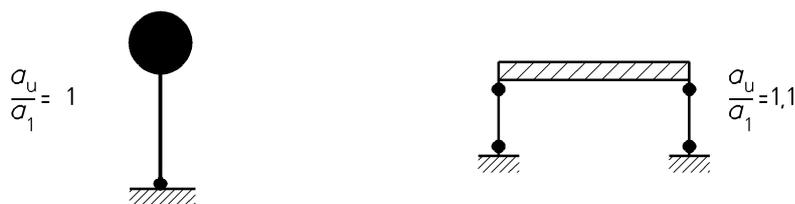
**Figure 6.2 — Ossatures avec entretoises diagonales centrées**  
(zones dissipatives dans les diagonales tendues uniquement)



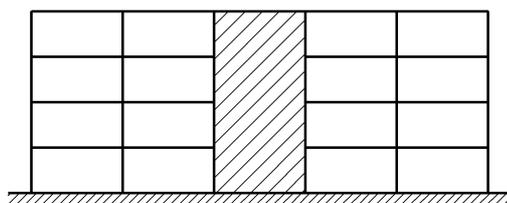
**Figure 6.3 — Ossatures avec entretoises centrées en V**  
(zones dissipatives dans les diagonales tendues et comprimées)



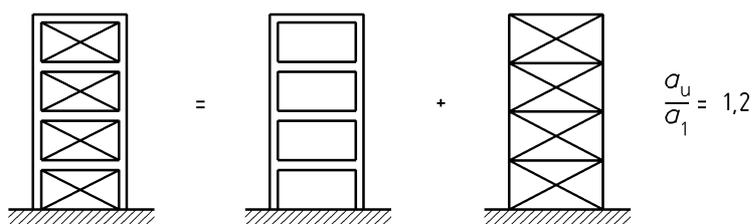
**Figure 6.4 — Ossatures avec entretoises excentrées**  
(zones dissipatives dans les tronçons d'excentrement fléchis ou cisillés).  
Valeurs par défaut pour  $\alpha_u/\alpha_1$  (voir 6.3.2(3) et Tableau 6.2)



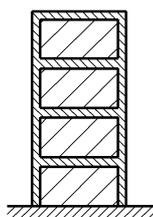
**Figure 6.5 — Pendule inversé : a) zones dissipatives à la base des poteaux ;  
b) zones dissipatives dans les poteaux ( $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$ ).**  
Valeurs par défaut pour  $\alpha_u/\alpha_1$  (voir 6.3.2(3) et Tableau 6.2)



**Figure 6.6 — Structures avec noyaux ou murs en béton**



**Figure 6.7 — Ossature en portique combinée avec une triangulation centrée**  
(zones dissipatives dans l'ossature en portique et dans les diagonales tendues).  
Valeurs par défaut pour  $\alpha_u/\alpha_1$  (voir 6.3.2(3) et Tableau 6.2)



**Figure 6.8 — Ossature en portique combinée avec des remplissages**

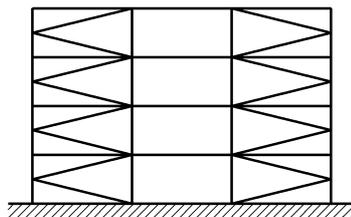


Figure 6.9 — Ossature avec triangulation en K (non admise)

### 6.3.2 Coefficients de comportement

(1) Le coefficient de comportement  $q$ , introduit en 3.2.2.5, prend en compte la capacité de dissipation d'énergie de la structure. Pour les systèmes structuraux réguliers, il convient de prendre le coefficient de comportement  $q$  avec des limites supérieures des valeurs de référence données dans le Tableau 6.2, sous réserve que les règles de 6.5 à 6.11 soient respectées.

Tableau 6.2 — Limite supérieure de la valeur de référence du coefficient de comportement pour les systèmes réguliers en élévation

Type de structure	Classe de ductilité	
	DCM	DCH
a) Ossatures en portique	4	$5 \alpha_U / \alpha_1$
b) Ossature avec triangulation à barres centrées entretoises diagonales entretoises en V	4 2	4 2,5
c) Ossature avec triangulation à barres excentrées	4	$5 \alpha_U / \alpha_1$
d) Pendule inversé	2	$2 \alpha_U / \alpha_1$
e) Structures avec noyaux ou murs en béton	voir Article 5	
f) Ossature en portique avec triangulation centrée	4	$4 \alpha_U / \alpha_1$
g) Ossature en portique avec remplissages		
Remplissages en béton ou en maçonnerie non connectés, en contact avec l'ossature	2	2
Remplissages en béton armé connectés	voir Article 7	
Remplissages isolés de l'ossature en portique (voir ossatures en portique)	4	$5 \alpha_U / \alpha_1$

(2) Si le bâtiment est irrégulier en élévation (voir 4.2.3.3), il convient de réduire les limites supérieures des valeurs de  $q$  indiquées dans le Tableau 6.2 de 20 % (voir 4.2.3.1(7) et Tableau 4.1).

(3) Pour les bâtiments réguliers en plan, si les calculs permettant d'évaluer  $\alpha_U / \alpha_1$  ne sont pas effectués, les valeurs par défaut approximatives du rapport  $\alpha_U / \alpha_1$  présentées dans les Figures 6.1 à 6.8 peuvent être utilisées. Les paramètres  $\alpha_1$  et  $\alpha_U$  sont définis comme suit :

$\alpha_1$  est la valeur par laquelle les actions sismiques horizontales de calcul sont multipliées pour atteindre pour la première fois la résistance plastique dans un élément de la structure, les valeurs de calcul de toutes les autres actions étant maintenues constantes ;.

$\alpha_U$  est la valeur par laquelle les actions sismiques horizontales de calcul sont multipliées pour que se forment des rotules plastiques dans un nombre suffisant de sections pour que l'instabilité d'ensemble de la structure se développe, les valeurs de calcul de toutes les autres actions étant maintenues constantes. Le coefficient  $\alpha_U$  peut être obtenu à partir d'une analyse globale statique non linéaire (en poussée progressive).

(4) Pour les bâtiments irréguliers en plan (voir **4.2.3.2**), la valeur approximative de  $\alpha_U/\alpha_1$  qui peut être utilisée, si cette valeur n'est pas évaluée par le calcul, est égale à la moyenne de (a) 1,0 et de (b) la valeur donnée dans les Figures 6.1 à 6.8.

(5) Des valeurs de  $\alpha_U/\alpha_1$  supérieures à celles spécifiées en **(3)** et **(4)** du présent paragraphe sont admises, sous réserve de les confirmer par le calcul de  $\alpha_U/\alpha_1$  avec une analyse globale statique non linéaire (en poussée progressive).

(6) La valeur maximale de  $\alpha_U/\alpha_1$  pouvant être utilisée pour le dimensionnement est égale à 1,6, même si l'analyse mentionnée dans l'alinéa **(5)** du présent paragraphe indique des valeurs potentiellement plus élevées.

## 6.4 Analyse de la structure

(1) Il convient que le dimensionnement des diaphragmes constitués par les planchers soit conforme à **4.4.2.5**.

(2) Sauf indication contraire dans la présente section (par exemple, ossatures avec triangulation à barres centrées, voir **6.7.2(1)** et **(2)**), l'analyse de la structure peut être effectuée en supposant que tous les éléments de la structure résistant aux séismes sont actifs.

## 6.5 Critères de dimensionnement et règles de détail communs à tous les types de structure à comportement dissipatif

### 6.5.1 Généralités

(1) Il convient d'appliquer les critères de dimensionnement donnés en **6.5.2** aux parties de la structure résistant aux séismes conçues selon le principe du comportement de structure dissipatif.

(2) Les critères de dimensionnement donnés en **6.5.2** sont considérés comme satisfaits si les règles de détail indiquées en **6.5.3** à **6.5.5** sont respectées.

### 6.5.2 Critères de dimensionnement pour les structures dissipatives

(1)P Les structures à zones dissipatives doivent être dimensionnées de telle sorte que la plastification, le voilement local ou d'autres phénomènes dus au comportement hystérétique dans ces zones n'affectent pas la stabilité d'ensemble de la structure.

NOTE Les coefficients  $\eta$  donnés dans le Tableau 6.2 sont estimés conformes à cette exigence (voir **2.2.2(2)**).

(2)P Les zones dissipatives doivent avoir une résistance et une ductilité appropriées. La résistance doit être vérifiée conformément à l'EN 1993.

(3) Les zones dissipatives peuvent être situées dans les éléments structuraux ou dans les assemblages.

(4)P Lorsque les zones dissipatives sont situées dans les éléments structuraux, les parties non dissipatives, ainsi que les assemblages des parties dissipatives au reste de la structure, doivent avoir une sur-résistance suffisante pour permettre la plastification cyclique des parties dissipatives.

5(P) Lorsque les zones dissipatives sont situées dans les assemblages, les éléments assemblés doivent avoir une sur-résistance suffisante pour permettre la plastification cyclique des assemblages.

### 6.5.3 Règles de dimensionnement pour les éléments dissipatifs en compression ou en flexion

(1) Une ductilité suffisante des éléments qui dissipent l'énergie en compression ou en flexion doit être assurée en limitant le rapport largeur sur épaisseur  $b/t$  selon les classes de section spécifiées dans l'EN 1993-1-1:2004, **5.5**.

(2) Selon la classe de ductilité et le coefficient de comportement  $q$  utilisés pour le dimensionnement, les exigences concernant les classes de section des éléments en acier dissipant l'énergie sont indiquées dans le Tableau 6.3.

**Tableau 6.3 — Exigences relatives à la classe de section des éléments dissipatifs en fonction de la classe de ductilité et du coefficient de comportement de référence**

Classe de ductilité	Valeur de référence du coefficient de comportement $q$	Classe de section requise
DCM	$1,5 < q \leq 2$	classe 1, 2 ou 3
	$2 < q \leq 4$	classe 1 ou 2
DCH	$q > 4$	classe 1

#### 6.5.4 Règles de dimensionnement pour les parties ou éléments en traction

(1) Pour les éléments tendus, ou des parties d'éléments tendues, il convient de respecter l'exigence de ductilité de l'EN 1993-1-1:2004, **6.2.3(3)**.

#### 6.5.5 Règles de dimensionnement pour les assemblages dans les zones dissipatives

(1)P La conception doit permettre de limiter l'étendue des déformations plastiques et le niveau des contraintes résiduelles et évitant des défauts de fabrication.

(2) Les assemblages non dissipatifs d'éléments dissipatifs réalisés par des soudures bout à bout à pleine pénétration peuvent être considérés comme satisfaisant au critère de sur-résistance.

(3) Pour les assemblages par soudures d'angle ou pour les assemblages boulonnés non dissipatifs, il convient de respecter la condition suivante :

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy} \quad \dots (6.1)$$

$R_d$  résistance de l'assemblage conformément à l'EN 1993 ;

$R_{fy}$  résistance plastique de l'élément dissipatif assemblé, sur la base de la limite d'élasticité de calcul du matériau définie dans l'EN 1993 ;

$\gamma_{ov}$  coefficient de sur-résistance (voir **6.1.3(2)** et **6.2**).

(4) Il convient d'utiliser les catégories B et C pour les assemblages boulonnés travaillant en cisaillement conformément à l'EN 1993-1-8:2004, **3.4.1** et la catégorie E des assemblages boulonnés travaillant en traction conformément à l'EN 1993-1-8:2004, **3.4.2**. Les assemblages en cisaillement avec boulons calibrés sont également autorisés. Il y a lieu que les surfaces de frottement appartiennent aux classes A ou B telles que définies dans l'ENV 1090-1.

(5) Pour les assemblages boulonnés en cisaillement, il convient que la résistance de calcul au cisaillement des boulons soit 1,2 fois supérieure à la résistance de calcul en pression diamétrale.

(6) Il convient de confirmer la pertinence du dimensionnement par des justifications expérimentales, de même que la résistance et la ductilité des éléments et de leurs assemblages soumis à des chargements cycliques, afin de respecter les exigences particulières définies en **6.6** à **6.9** pour chaque type de structure et chaque classe de ductilité. Ceci s'applique aux assemblages à résistance partielle et complète à l'intérieur des zones dissipatives ou les jouxtant.

(7) Les justifications expérimentales peuvent être basées sur des données existantes. Dans le cas contraire, il convient d'effectuer des essais.

NOTE L'annexe nationale au présent document peut fournir des références à des règles sur un dimensionnement acceptable des assemblages.

## 6.6 Règles de dimensionnement et de détail pour les ossatures en portique

### 6.6.1 Critères de dimensionnement

(1)P Les ossatures en portique doivent être dimensionnées de telle sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres ou dans les assemblages des poutres aux poteaux, et non dans les poteaux, conformément à 4.4.2.3. Il est dérogé à cette exigence à la base de l'ossature, au dernier niveau des bâtiments à étages multiples et dans le cas des bâtiments à un seul étage.

(2)P Selon l'emplacement des zones dissipatives, 6.5.2(4)P ou 6.5.2(5)P s'applique.

(3) Le schéma de formation des rotules est obtenu en respectant les règles de 4.4.2.3, 6.6.2, 6.6.3 et 6.6.4.

### 6.6.2 Poutres

(1) Il y a lieu de vérifier que les poutres disposent d'une résistance suffisante vis-à-vis du flambement latéral et du déversement conformément à l'EN 1993, en supposant qu'une rotule plastique se forme à une extrémité de la poutre. Il convient de prendre pour cette extrémité de poutre la plus sollicitée dans la situation sismique de calcul.

(2) Pour les rotules plastiques dans les poutres, il convient de vérifier que le plein moment plastique résistant et la capacité de rotation ne sont pas diminués par l'effort de compression ou par l'effort tranchant. Dans ce but, pour les sections appartenant aux classes 1 et 2, il y a lieu de vérifier les inégalités suivantes aux endroits où les rotules plastiques sont censées se former :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad \dots (6.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad \dots (6.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad \dots (6.4)$$

avec :

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad \dots (6.5)$$

$N_{Ed}$  valeur de calcul de l'effort normal ;

$M_{Ed}$  valeur de calcul du moment fléchissant ;

$V_{Ed}$  valeur de calcul de l'effort tranchant ;

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  résistances de calcul conformément à l'EN 1993 ;

$V_{Ed,G}$  valeur de calcul de l'effort tranchant dû aux actions non sismiques ;

$V_{Ed,M}$  valeur de calcul de l'effort tranchant dû à l'application des moments plastiques  $M_{pl,Rd,A}$  et  $M_{pl,Rd,B}$  avec des signes opposés aux sections d'extrémité A et B de la poutre.

NOTE  $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$  est la condition la plus défavorable ; elle correspond à une poutre de portée  $L$  avec des zones dissipatives aux deux extrémités.

(3) Pour les sections appartenant à la classe 3, il convient de vérifier les conditions (6.2) à (6.5) en remplaçant  $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  par  $N_{el,Rd}$ ,  $M_{el,Rd}$  et  $V_{el,Rd}$ .

(4) Lorsque la condition (6.3) n'est pas vérifiée, l'exigence de l'alinéa (2) du présent paragraphe est considérée comme satisfaite si les conditions de l'EN 1993-1-1:2004, 6.2.9.1 sont respectées.

### 6.6.3 Poteaux

(1)P Les poteaux doivent être vérifiés en compression en prenant en compte la combinaison la plus défavorable de l'effort normal et des moments fléchissants. Pour les vérifications, il convient de calculer  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$  et  $V_{Ed}$  comme suit :

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E} \end{aligned} \quad \dots (6.6)$$

avec :

$N_{Ed,G}$  ( $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ) effort de compression (respectivement, moment fléchissant et effort tranchant) dans le poteau, dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul ;

$N_{Ed,E}$  ( $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ ) effort de compression (respectivement moment fléchissant et effort tranchant) dans le poteau, dû à l'action sismique de calcul ;

$\gamma_{ov}$  coefficient de sur-résistance (voir **6.1.3(2)** et **6.2**) ;

$\Omega$  valeur minimale de  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$  de toutes les poutres dans lesquelles se situent des zones dissipatives ;  $M_{Ed,i}$  est la valeur de calcul du moment fléchissant dans la poutre  $i$  dans la situation sismique de calcul et  $M_{pl,Rd,i}$  est le moment plastique correspondant.

(2) Pour les poteaux dans lesquels se forment des rotules plastiques telles qu'indiquées en **6.6.1(1)P**, il convient de prendre en compte dans la vérification que, dans ces rotules plastiques, le moment sollicitant est égal à  $M_{pl,Rd}$ .

(3) Il y a lieu de vérifier la résistance des poteaux conformément à l'EN 1993-1-1:2004, Article **6**.

(4) Il convient que l'effort tranchant des poteaux  $V_{Ed}$  résultant de l'analyse de la structure respecte la condition suivante :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad \dots (6.7)$$

(5) Il y a lieu que la transmission des forces des poutres aux poteaux respecte les règles de dimensionnement données dans l'EN 1993-1-1:2004, Article **6**.

(6) Il convient que la résistance au cisaillement des panneaux d'âme encadrés des assemblages poutre-poteau (voir Figure 6.10) respecte la condition suivante :

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0 \quad \dots (6.8)$$

avec :

$V_{wp,Ed}$  valeur de calcul du cisaillement dans le panneau d'âme, dû aux effets des actions, en tenant compte de la résistance plastique des zones dissipatives adjacentes dans les poutres ou les assemblages ;

$V_{wp,Rd}$  résistance au cisaillement du panneau d'âme, conformément à l'EN 1993-1-8:2004, **6.2.4.1**. Il n'est pas nécessaire de prendre en compte l'effet des contraintes dues à l'effort normal et au moment fléchissant sur la résistance plastique au cisaillement.

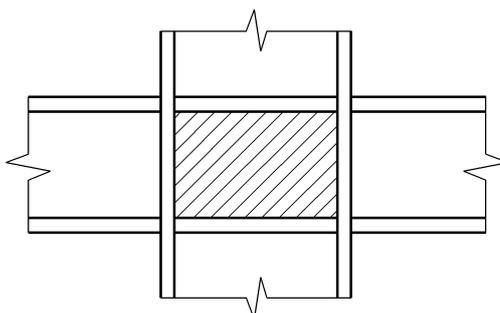


Figure 6.10 — Panneau d'âme encadré par des semelles et des raidisseurs

(7) Il convient également de vérifier la résistance au cisaillement vis-à-vis du voilement des panneaux d'âme, conformément à l'EN 1993-1-5:2004, Article 5 :

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd} \quad \dots (6.9)$$

avec :

$V_{wb,Rd}$  résistance au cisaillement vis-à-vis du voilement du panneau d'âme.

#### 6.6.4 Assemblages poutre-poteau

(1) Si la structure est conçue pour dissiper l'énergie dans les poutres, il convient de dimensionner les assemblages entre poutres et poteaux pour le niveau de sur-résistance exigé (voir 6.5.5), en tenant compte de la résistance à la flexion  $M_{pl,Rd}$  et de l'effort tranchant ( $V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ ) évalué en 6.6.2.

(2) Les assemblages dissipatifs semi-rigides et/ou à résistance partielle sont admis, sous réserve que toutes les exigences suivantes soient satisfaites :

- a) les assemblages ont une capacité de rotation cohérente avec les déformations globales ;
- b) la stabilité des éléments connectés aux assemblages est démontrée à l'état limite ultime ;
- c) l'effet des déformations des assemblages sur le déplacement d'aplomb global est pris en compte au moyen d'une analyse globale statique non linéaire (en poussée progressive) ou d'une analyse temporelle non linéaire.

(3) Il convient que le dimensionnement des assemblages soit tel que la capacité de rotation de la zone de rotule plastique  $\theta_p$  ne soit pas inférieure à 35 mrd pour les structures appartenant à la classe de ductilité DCH et de 25 mrd pour les structures appartenant à la classe de ductilité DCM avec  $q > 2$ . La rotation  $\theta_p$  est définie comme suit :

$$\theta_p = \delta / 0,5L \quad \dots (6.10)$$

avec (voir Figure 6.11) :

$\delta$  flèche de la poutre au milieu de la travée ;

$L$  portée de la poutre.

Il convient d'assurer la capacité de rotation  $\theta_p$  de la zone de rotule plastique sous chargements cycliques, sans qu'il y ait dégradation de la résistance et de la rigidité supérieure à 20 %. Cette exigence est valide indépendamment de l'emplacement prévu des zones dissipatives.

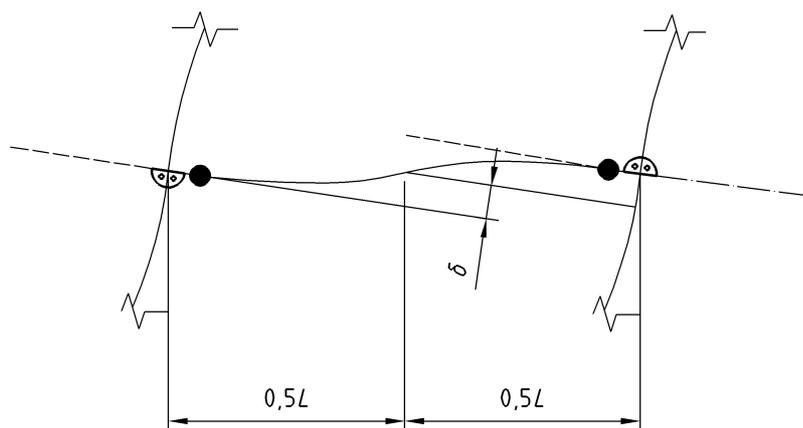


Figure 6.11 — Flèche de la poutre pour le calcul de  $\theta_p$

(4) Lors d'expériences effectuées pour évaluer  $\theta_p$ , il convient que la résistance au cisaillement du panneau d'âme du poteau respecte la condition (6.8) et que la déformation en cisaillement du panneau d'âme du poteau ne contribue pas à plus de 30 % à la capacité de rotation plastique  $\theta_p$ .

(5) Il ne convient de ne pas inclure la déformation élastique du poteau dans l'évaluation de  $\theta_p$ .

(6) Lorsque des assemblages à résistance partielle sont utilisés, il y a lieu de déduire le dimensionnement en capacité des poteaux de la capacité plastique des assemblages.

## 6.7 Règles de dimensionnement et de détail pour les ossatures avec triangulation à barres centrées

### 6.7.1 Critères de dimensionnement

(1)P Les ossatures avec triangulation à barres centrées doivent être dimensionnées de telle sorte que la plastification des diagonales tendues se produise avant la rupture des assemblages et avant la plastification ou le flambement des poutres ou des poteaux.

(2)P Les éléments diagonaux de triangulation doivent être placés de telle sorte que la structure présente, sous les inversions d'efforts, des caractéristiques forces/déplacements semblables à chaque étage et dans chaque sens, pour toute direction de contreventement.

(3) Dans ce but, il convient de respecter les règles suivantes à chaque étage :

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad \dots (6.11)$$

où  $A^+$  et  $A^-$  sont les aires des projections horizontales des sections droites des diagonales tendues, lorsque les actions sismiques horizontales ont respectivement une direction positive et une direction négative (voir Figure 6.12).

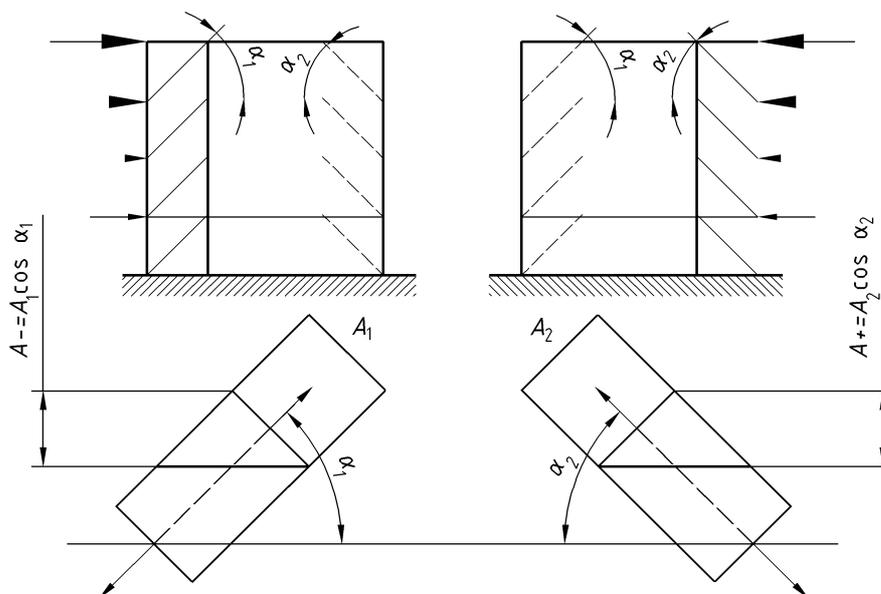


Figure 6.12 — Exemple d'application de 6.7.1(3)

### 6.7.2 Analyse

(1)P Dans les conditions de charges gravitaires, seuls les poutres et les poteaux doivent être pris en compte pour la résistance à ces charges, sans tenir compte des éléments de triangulation.

(2)P Les diagonales doivent être prises en compte comme suit dans une analyse élastique sous l'effet de l'action sismique :

- dans les ossatures à triangulation diagonale, seules les diagonales tendues doivent être prises en compte ;
- dans les ossatures à triangulation en V, à la fois les diagonales tendues et comprimées doivent être prises en compte.

(3) La prise en compte à la fois des diagonales tendues et comprimées dans l'analyse de tout type de triangulation centré est admise, sous réserve que toutes les conditions suivantes soient respectées :

- a) une analyse globale statique non linéaire (en poussée progressive) ou une analyse temporelle non linéaire est utilisée ;
- b) les situations pré-flambement et post-flambement sont prises en compte dans la modélisation du comportement des diagonales et ;
- c) des justifications concernant le modèle utilisé pour représenter le comportement des diagonales sont fournies.

### 6.7.3 Éléments diagonaux

(1) Dans les ossatures à triangulation diagonale en X, il y a lieu que l'élanement relatif  $\bar{\lambda}$ , tel que défini dans l'EN 1993-1-1:2004, soit compris dans l'intervalle :  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ .

NOTE La limite de 1,3 est définie pour éviter une surcharge des poteaux pendant la phase précédant le flambement (lorsque les diagonales comprimées et tendues sont actives) au delà des effets des actions obtenus à partir d'une analyse à l'état ultime lorsque seule la diagonale tendue est considérée comme active.

(2) Dans les ossatures à triangulation diagonale dans lesquelles les diagonales ne sont pas dans une configuration en X (voir par exemple Figure 6.12), il convient que l'élanement relatif  $\bar{\lambda}$  soit inférieur ou égal à 2,0.

(3) Dans les ossatures à triangulation en V, il convient que l'élanement relatif  $\bar{\lambda}$  soit inférieur ou égal à 2,0.

(4) Dans les structures ne comportant pas plus de deux étages, aucune limite ne s'applique à  $\bar{\lambda}$ .

(5) Il convient que la résistance plastique  $N_{pl,Rd}$  de la section brute des diagonales soit telle que :  $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$ .

(6) Dans les ossatures à triangulation en V, il convient de dimensionner les diagonales comprimées pour la résistance à la compression conformément à l'EN 1993.

(7) Il y a lieu que les assemblages des diagonales à tout élément respecte les règles de dimensionnement de 6.5.5.

(8) Afin d'obtenir un comportement dissipatif homogène des diagonales, il y a lieu de vérifier que la sur-résistance maximale  $\Omega_i$ , définie en 6.7.4(1), ne diffère pas de la valeur minimale  $\Omega$  de plus de 25 %.

(9) Les assemblages dissipatifs semi-rigides et/ou à résistance partielle sont admis, sous réserve que toutes les conditions suivantes soient respectées :

- a) les assemblages ont une capacité d'élongation cohérente avec les déformations globales ;
- b) l'effet des déformations des assemblages sur le déplacement d'aplomb global est pris en compte au moyen d'une analyse globale statique non linéaire (en poussée progressive) ou d'une analyse temporelle non linéaire.

### 6.7.4 Poutres et poteaux

(1) Il convient que les poutres et poteaux soumis à des efforts normaux respectent l'exigence de résistance minimale suivante :

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad \dots (6.12)$$

avec :

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  résistance de calcul vis-à-vis du flambement de la poutre ou du poteau, conformément à l'EN 1993, en tenant compte de l'interaction de la résistance au flambement avec le moment fléchissant  $M_{Ed}$  défini par sa valeur de calcul dans la situation sismique de calcul ;

$N_{Ed,G}$  effort normal dans la poutre ou le poteau, due aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions, pour la situation sismique de calcul ;

$N_{Ed,E}$  effort normal dans la poutre ou le poteau, due à l'action sismique de calcul ;

$\gamma_{ov}$  coefficient de sur-résistance (voir 6.1.3(2) et 6.2(3)) ;

$\Omega$  valeur minimale de  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  sur toutes les diagonales du système de triangulation ; avec :

$N_{pl,Rd,i}$  résistance de calcul de la diagonale  $i$  ;

$N_{Ed,i}$  valeur de calcul de l'effort normal dans la même diagonale  $i$  dans la situation sismique de calcul.

- (2) Dans les ossatures à triangulation en V, il convient de dimensionner les poutres de sorte qu'elles résistent :
- à toutes les actions non sismiques sans considérer l'appui intermédiaire apporté par les diagonales ;
  - à l'effet de l'action sismique verticale non équilibrée appliquée à la poutre par les entretoises après flambement de la diagonale comprimée. Cette effet de l'action est calculé en utilisant  $N_{pl,Rd}$  pour l'entretoise tendue et  $\gamma_{pb} N_{pl,Rd}$  pour l'entretoise comprimée.

NOTE 1 Le coefficient  $\gamma_{pb}$  est utilisé pour l'estimation de la résistance post-flambement des diagonales comprimées.

NOTE 2 La valeur à attribuer à  $\gamma_{pb}$  dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est 0,3.

- (3)P Dans les ossatures à triangulation diagonale dans lesquelles les diagonales tendues et comprimées ne se croisent pas (par exemple, diagonales de la Figure 6.12), il convient de prendre en compte dans le dimensionnement les efforts de traction et de compression qui se développent dans les poteaux adjacents aux diagonales comprimées et correspondant aux efforts de compression égaux à la résistance au flambement de calcul de ces diagonales.

## 6.8 Règles de dimensionnement et de détail pour les ossatures avec triangulation à barres excentrées

### 6.8.1 Critères de dimensionnement

- (1)P Les ossatures avec triangulation à barres excentrées doivent être dimensionnées de telle sorte que les éléments spécifiques ou les parties d'éléments appelées tronçons d'excentrement sismiques puissent dissiper l'énergie par la formation de mécanismes plastiques de flexion et/ou de cisaillement.

- (2)P Le système structural doit être dimensionné de manière à obtenir un comportement dissipatif homogène de l'ensemble des tronçons sismiques.

NOTE Les règles indiquées ci-après sont destinées à s'assurer que la plastification, incluant les effets d'écroûissage dans les rotules plastiques ou les panneaux cisailés, se produira dans les tronçons sismiques avant toute plastification ou défaillance en d'autres endroits.

- (3) Les tronçons sismiques peuvent être des éléments horizontaux ou verticaux (voir Figure 6.4).

### 6.8.2 Tronçons d'excentrement sismiques

- (1) Il convient que l'âme d'un tronçon d'excentrement présente une seule épaisseur, sans renfort par une fourrure, ni trou ou pénétration.

- (2) Les tronçons sismiques sont classés en 3 catégories selon le type de mécanisme plastique développé :
- tronçons courts, qui dissipent l'énergie par plastification principalement en cisaillement ;
  - tronçons longs, qui dissipent l'énergie par plastification principalement en flexion ;
  - tronçons intermédiaires, dans lesquels le mécanisme plastique implique le cisaillement et la flexion.

- (3) Pour les sections en I, les grandeurs suivantes sont utilisées pour définir les résistances de calcul et les limites de catégories :

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad \dots (6.13)$$

$$V_{p,link} = (f_y/\sqrt{3}) t_w (d - t_f) \quad \dots (6.14)$$

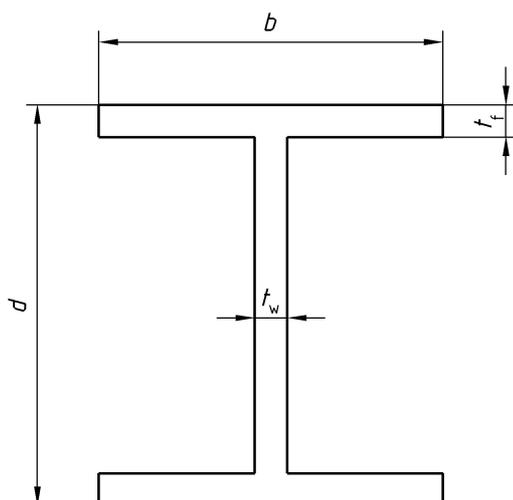


Figure 6.13 — Définitions des notations pour les sections de tronçons en I

(4) Si  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$ , il convient que la résistance de calcul du tronçon respecte les deux relations suivantes aux deux extrémités du tronçon :

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad \dots (6.15)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad \dots (6.16)$$

avec :

$N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  valeurs de calcul des effets des actions, respectivement l'effort normal de calcul, le moment fléchissant de calcul et l'effort tranchant de calcul, aux deux extrémités du tronçon.

(5) Si  $N_{Ed}/N_{Rd} > 0,15$ , il convient de respecter les expressions (6.15), (6.16) avec les valeurs réduites suivantes  $V_{p,link,r}$  et  $M_{p,link,r}$ .

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed}/N_{pl,Rd} \right)^2 \right]^{0,5} \quad \dots (6.17)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[ 1 - \left( N_{Ed}/N_{pl,Rd} \right) \right] \quad \dots (6.18)$$

(6) Si  $N_{Ed}/N_{Rd} \geq 0,15$ , il convient que la longueur du tronçon  $e$  ne dépasse pas :

$$e \leq 1,6 M_{p,link}/V_{p,link} \quad \dots (6.19)$$

lorsque  $R < 0,3$

ou

$$e \leq (1,15 - 0,5 R) 1,6 M_{p,link}/V_{p,link} \quad \dots (6.20)$$

lorsque  $R \geq 0,3$ ,

où  $R = (N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f) / V_{Ed} \cdot A)$ , expression dans laquelle  $A$  est l'aire de la section brute du tronçon.

(7) Pour obtenir un comportement dissipatif global de la structure, il convient de vérifier que les valeurs individuelles des rapports  $\Omega_i$  définis en 6.8.3(1) ne dépassent pas la valeur minimale  $\Omega$  déterminée par 6.8.3(1) de plus de 25 %.

(8) Pour une conception dans laquelle des moments de valeurs égales se formeraient simultanément aux deux extrémités du tronçon (voir Figure 6.14a), les tronçons peuvent être classés en fonction de leur longueur  $e$ . Pour les sections en I du tronçon, les catégories sont les suivantes :

— tronçons courts  $e < e_s = 1,6 M_{p,link}/V_{p,link} \quad \dots (6.21)$

— tronçons longs  $e > e_L = 3,0 M_{p,link}/V_{p,link} \quad \dots (6.22)$

— tronçons intermédiaires  $e_s < e < e_L \quad \dots (6.23)$

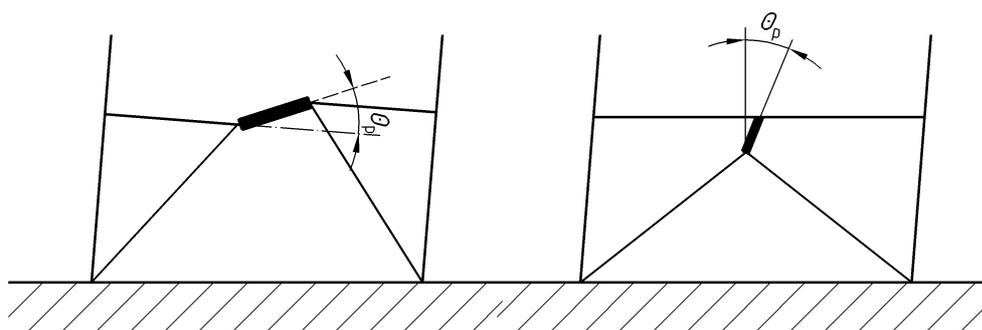
(9) Pour une conception dans laquelle une seule rotule plastique se formerait à une extrémité du tronçon (voir Figure 6.14b), les valeurs de la longueur  $e$  définissent les catégories de tronçons. Pour les sections en I, les catégories sont :

— tronçons courts  $e < e_s = 0,8 (1 + \alpha) M_{p,link} / V_{p,link}$  ... (6.24)

— tronçons longs  $e > e_L = 1,5 (1 + \alpha) M_{p,link} / V_{p,link}$  ... (6.25)

— tronçons intermédiaires  $e_s < e < e_L$  ... (6.26)

où  $\alpha$  est le rapport entre le plus petit moment fléchissant  $M_{Ed,A}$  à une extrémité du tronçon dans la situation sismique de calcul et le plus grand moment fléchissant  $M_{Ed,B}$  à l'extrémité où se formerait la rotule plastique, ces moments étant pris en valeur absolue.



**Figure 6.14 — a) moments égaux aux extrémités du tronçon ;  
b) moments inégaux aux extrémités du tronçon**

(10) Il convient que l'angle de rotation du tronçon  $\theta_p$  entre le tronçon et l'élément à l'extérieur du tronçon, comme défini en 6.6.4(3), soit cohérent avec les déformations globales. Généralement, il convient qu'il ne dépasse pas les valeurs suivantes :

— tronçons courts  $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08 \text{ rd}$  ... (6.27)

— tronçons longs  $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02 \text{ rd}$  ... (6.28)

— tronçons intermédiaires  $\theta_p \leq \theta_{pR} =$  la valeur déterminée par interpolation linéaire entre les valeurs ci-dessus ... (6.29)

(11) Il y a lieu de prévoir des raidisseurs sur toute la hauteur et sur les deux faces de l'âme du tronçon au niveau des extrémités des entretoises diagonales. Il convient que ces raidisseurs aient à la fois une largeur non inférieure à  $(b_f - 2t_w)$  et une épaisseur non inférieure à  $0,75t_w$ , ni à 10 mm, en prenant la valeur la plus élevée.

(12) Il convient de munir les tronçons de raidisseurs d'âme intermédiaires déterminés comme suit :

a) Il convient de munir les tronçons courts de raidisseurs d'âme intermédiaires espacés à intervalles ne dépassant pas  $(30t_w - d/5)$  pour un angle de rotation du tronçon  $\theta_p$  de 0,08 rd et ne dépassant pas  $(52t_w - d/5)$  pour des angles de rotation du tronçon  $\theta_p$  de 0,02 rd ou moins. Il convient d'utiliser une interpolation linéaire pour les valeurs de  $\theta_p$  comprises entre 0,08 et 0,02 rd.

b) Il convient de munir les tronçons longs d'un raidisseur d'âme intermédiaire placé à une distance de 1,5 fois  $b$  à partir de chaque extrémité du tronçon où une rotule plastique est susceptible de se former.

c) Il convient de prévoir des tronçons intermédiaires avec des raidisseurs d'âme intermédiaires conformes aux exigences des alinéas a) et b) ci-dessus.

d) Il n'est pas nécessaire de prévoir des raidisseurs d'âme intermédiaires dans les tronçons présentant une longueur supérieure à  $5M_p/V_p$ .

e) Il convient que les raidisseurs d'âme intermédiaires soient sur toute la hauteur d'âme. Pour les tronçons de hauteur  $d$  inférieure à 600 mm, des raidisseurs sont nécessaires uniquement d'un côté de l'âme du tronçon. Il convient que l'épaisseur des raidisseurs situés d'un seul côté de l'âme du tronçon ne soit pas inférieure à  $t_w$  ou 10 mm, en prenant la valeur la plus élevée, et il convient que leur largeur ne soit pas inférieure à  $(b/2) - t_w$ . Pour les tronçons de hauteur  $d$  supérieure ou égale à 600 mm, il convient de mettre en place des raidisseurs intermédiaires similaires sur les deux faces de l'âme.

(13) Il convient que les soudures d'angle qui fixent un raidisseur de tronçon à l'âme du tronçon présentent une résistance de calcul adéquate pour résister à un effort  $\gamma_{ov} f_y A_{st}$ ,  $A_{st}$  étant l'aire du raidisseur. Il y a lieu que la résistance de calcul des soudures d'angle fixant le raidisseur aux semelles soit adéquate pour résister à un effort  $\gamma_{ov} A_{st} f_y / 4$ .

(14) Il convient de prévoir des appuis latéraux des semelles supérieure et inférieure du tronçon à ses extrémités. Il y a lieu que les appuis latéraux d'extrémité des tronçons aient une résistance axiale de calcul suffisante pour permettre de reprendre une force au moins égale à 6 % de la résistance axiale nominale attendue des semelles du tronçon, calculée comme:  $f_y b t_f$ .

(15) Dans les poutres comportant un tronçon sismique, il convient de vérifier la résistance vis-à-vis du voilement par cisaillement des panneaux d'âme situés hors du tronçon, conformément à l'EN 1993-1-5:2004, Article 5.

### 6.8.3 Éléments ne contenant pas de tronçon d'excentrement sismique

(1) Il convient de vérifier en compression les éléments ne contenant pas de tronçon sismique, comme les poteaux et les éléments diagonaux lorsque des tronçons horizontaux sont utilisés, ainsi que les éléments de poutres lorsque des tronçons verticaux sont utilisés, en considérant la combinaison la plus défavorable de l'effort normal et des moments fléchissants :

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad \dots (6.30)$$

avec :

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$  résistance de calcul du poteau ou de l'élément diagonal vis-à-vis de l'effort normal, conformément à l'EN 1993, en tenant compte de l'interaction avec le moment fléchissant  $M_{Ed}$  et l'effort tranchant  $V_{Ed}$  pris à leur valeur de calcul dans la situation sismique ;

$N_{Ed,G}$  force de compression dans le poteau ou l'élément diagonal, due aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul ;

$N_{Ed,E}$  force de compression dans le poteau ou l'élément diagonal, due à l'action sismique de calcul ;

$\gamma_{ov}$  coefficient de sur-résistance (voir 6.1.3(2) et 6.2(3)) ;

$\Omega$  est un coefficient multiplicateur qui prend la plus petite des valeurs suivantes :

valeur minimale de  $\Omega_i = 1,5 V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$  de tous les tronçons courts ;

valeur minimale de  $\Omega_i = 1,5 M_{p,link,i} / M_{Ed,i}$  de tous les tronçons intermédiaires et longs ;

avec :

$V_{Ed,i}, M_{Ed,i}$  valeurs de calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant dans le tronçon  $i$  dans la situation sismique de calcul ;

$V_{p,link,i}, M_{p,link,i}$  résistances plastiques de calcul à l'effort tranchant et à la flexion du tronçon  $i$ , comme indiqué en 6.8.2(3).

### 6.8.4 Assemblages des tronçons d'excentrement sismiques

(1) Si la structure est conçue pour dissiper l'énergie dans les tronçons sismiques, il convient de dimensionner les assemblages des tronçons ou de l'élément contenant les tronçons pour les effets de l'action  $E_d$  calculés comme suit :

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega_i E_{d,E} \quad \dots (6.31)$$

où :

$E_{d,G}$  est l'effet des actions dans l'assemblage dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions dans la situation sismique de calcul ;

$E_{d,E}$  est l'effet de l'action sismique de calcul dans l'assemblage ;

$\gamma_{ov}$  est le coefficient de sur-résistance (voir 6.1.3(2) et 6.2(3))

$\Omega_i$  est le coefficient de sur-résistance calculé conformément à 6.8.3(1) pour le tronçon.

(2) Dans le cas d'assemblages semi-rigides et/ou à résistance partielle, la dissipation d'énergie peut être considérée comme provenant uniquement des assemblages. Ceci est admis, sous réserve que toutes les conditions suivantes soient respectées:

- a) les assemblages ont une capacité de rotation suffisante pour assurer la demande en déformation correspondante ;
- b) la stabilité des éléments connectés aux assemblages est démontrée à l'état limite ultime ;
- c) l'effet des déformations des assemblages sur le déplacement d'aplomb global est pris en compte.

(3) Lorsque des assemblages à résistance partielle sont utilisés avec les tronçons sismiques, il convient de déduire le dimensionnement en capacité des autres éléments de la structure à partir de la capacité plastique des assemblages des tronçons.

## 6.9 Règles de dimensionnement pour les structures en pendule inversé

(1) Dans les structures en pendule inversé (définies en 6.3.1(d)), il convient de vérifier les poteaux en compression en considérant la combinaison la plus défavorable de l'effort normal et des moments fléchissants.

(2) Lors des vérifications, il y a lieu de calculer  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$  et  $V_{Ed}$  comme indiqué en 6.6.3.

(3) Il convient que l'élanement relatif des poteaux soit limité à  $\bar{\lambda} \leq 1,5$ .

(4) Il convient que le coefficient de sensibilité du déplacement entre étages  $\theta$ , tel que défini en 4.4.2.2, soit limité à  $\theta \leq 0,20$ .

## 6.10 Règles de dimensionnement pour les structures en acier à noyaux ou murs en béton et pour les ossatures en portique combinées avec des triangulations à barres centrées ou des remplissages

### 6.10.1 Structures à noyaux ou murs en béton

(1)P Les éléments en acier doivent être vérifiés conformément au présent Article et à l'EN 1993, alors que les éléments en béton doivent être dimensionnés conformément à l'Article 5.

(2)P Les éléments dans lesquels existe une interaction entre l'acier et le béton doivent être vérifiés conformément à l'Article 7.

### 6.10.2 Ossatures en portique combinées avec des triangulations à barres centrées

(1) Il convient que les structures couplées, dans lesquelles des ossatures en portique et des ossatures triangulées sont présentes et agissent dans la même direction, soient dimensionnées en utilisant un coefficient  $q$  unique. Il convient que les forces horizontales soient réparties entre les différentes ossatures en fonction de leur rigidité élastique.

(2) Il convient que les ossatures en portique et les ossatures triangulées soient conformes aux paragraphes 6.6, 6.7 et 6.8.

### 6.10.3 Ossatures en portique combinées avec des remplissages

(1)P Les ossatures en portique dans lesquelles des remplissages sont connectés efficacement à la structure en acier doivent être dimensionnées conformément à l'Article 7.

(2)P Les ossatures en portique dans lesquelles les remplissages sont structurellement déconnectés de l'ossature en acier sur leurs bords latéraux et supérieur doivent être dimensionnées comme des structures en acier.

(3) Il convient que les ossatures en portique dans lesquelles les remplissages sont en contact avec l'ossature en acier mais qui ne sont pas effectivement connectés à celle-ci, respectent les règles suivantes :

- a) il y a lieu que les remplissages soient répartis uniformément en élévation afin de ne pas augmenter localement la demande en ductilité des éléments de l'ossature. Si cela n'est pas vérifié, il convient de considérer le bâtiment comme irrégulier en élévation ;

- b) Il convient de prendre en compte une interaction ossature/remplissage en prenant en compte les efforts internes dans les poutres et les poteaux, dus à l'action des bielles diagonales dans les remplissages. Les règles de **5.9** peuvent être utilisées à cet égard ;
- c) il y a lieu de vérifier les ossatures en acier selon les règles du présent Article, alors qu'il y a lieu de dimensionner les remplissages en béton armé ou en maçonnerie conformément à l'EN 1992-1-1:2004 et aux Articles **5** ou **9**.

### **6.11 Contrôle du dimensionnement et de l'exécution**

(1)P Le contrôle du dimensionnement et de l'exécution doit permettre de s'assurer que la structure réelle correspond à la structure conçue.

(2) Dans ce but, outre les dispositions de l'EN 1993, il convient de respecter les exigences suivantes :

- a) il convient d'indiquer sur les plans de fabrication et de construction les dispositions constructives relatives aux assemblages, aux dimensions et qualités des boulons et des soudures, ainsi que les nuances d'acier des éléments, en notant la limite d'élasticité maximale admise  $f_{y,max}$  de l'acier devant être utilisée par le fabricant dans les zones dissipatives ;
- b) il y a lieu de vérifier la conformité des matériaux aux dispositions du paragraphe **6.2** ;
- c) il convient que le contrôle du serrage des boulons et de la qualité des soudures respecte les règles de l'EN 1090 ;
- d) lors de l'exécution, il convient de s'assurer que la limite d'élasticité de l'acier utilisé ne dépasse pas de plus de 10 % la valeur  $f_{y,max}$  notée sur les plans pour les zones dissipatives.

(2)P Lorsque l'une des conditions ci-dessus n'est pas satisfaite, des corrections ou des justifications doivent être apportées afin de satisfaire aux exigences de l'EN 1998-1 et de garantir la sécurité de la structure.

## 7 Règles particulières aux bâtiments mixtes acier-béton

### 7.1 Généralités

#### 7.1.1 Domaine d'application

(1)P Pour le dimensionnement des bâtiments mixtes acier-béton, l'EN 1994-1-1:2004 s'applique. Les règles suivantes sont complémentaires à celles indiquées dans l'EN 1994-1-1:2004.

(2) Sauf modification apportée par le présent Article, les dispositions des Articles 5 et 6 s'appliquent.

#### 7.1.2 Principes de dimensionnement

(1)P Les bâtiments mixtes résistant aux séismes doivent être dimensionnés selon l'un des principes de dimensionnement suivants (voir Tableau 7.1) :

- principe a) comportement de structure faiblement dissipatif ;
- principe b) comportement de structure dissipatif avec zones dissipatives mixtes ;
- principe c) comportement de structure dissipatif avec zones dissipatives en acier.

**Tableau 7.1 — Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement**

Principe de dimensionnement	Classe de ductilité de la structure	Intervalle des valeurs de référence du coefficient de comportement $q$
Principe a) Comportement de structure faiblement dissipatif	DCL (limitée)	$\leq 1,5 - 2$
Principe b) ou c) Comportement de structure dissipatif	DCM (moyenne)	$\leq 4$ également limité par les valeurs du Tableau 7.2
	DCH (haute)	uniquement limité par les valeurs du Tableau 7.2

NOTE 1 La valeur devant être attribuée à la limite supérieure de  $q$  pour le comportement faiblement dissipatif, dans le cadre du Tableau 7.1, à utiliser dans un pays, peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée pour la limite supérieure de  $q$  pour le comportement faiblement dissipatif est 1,5.

NOTE 2 L'annexe nationale d'un pays peut limiter l'usage des principes de dimensionnement et de la classe de ductilité autorisés dans le pays.

(2)P Dans le principe a), les effets de l'action peuvent être calculés sur la base d'une analyse élastique sans tenir compte du comportement non linéaire des matériaux, mais en considérant la réduction du moment d'inertie due à la fissuration du béton sur une partie des travées des poutres, conformément aux règles générales de l'analyse structurale définies en 7.4 et aux règles particulières définies en 7.7 à 7.11 concernant chaque type de structure. Lorsqu'on utilise le spectre de calcul défini en 3.2.2.5, la limite supérieure de la valeur de référence du coefficient de comportement  $q$  est prise entre 1,5 et 2 (voir note 1 de l'alinéa (1) du présent paragraphe). En cas d'irrégularité en élévation, il convient de corriger la limite supérieure de la valeur du coefficient de comportement  $q$  comme indiqué en 4.2.3.1(7), mais il n'y a pas lieu de le prendre inférieur à 1,5.

(3) Dans le principe a), il convient d'évaluer la résistance des éléments et des assemblages conformément à l'EN 1993 et à l'EN 1994 sans exigence supplémentaire. Pour les bâtiments qui ne sont pas sur appuis parasismiques (voir Article 10), le dimensionnement selon le principe a) est recommandé uniquement pour les cas de faible sismicité (voir 3.2.1(4)).

(4) Dans les principes b) et c), la capacité des parties de la structure (zones dissipatives) à résister aux actions sismiques par un comportement inélastique est prise en compte. Lorsqu'on utilise le spectre de calcul défini en **3.2.2.5**, la limite supérieure de la valeur de référence du coefficient de comportement  $q$  est prise plus élevée que la valeur supérieure définie dans le Tableau 7.1 et dans la Note 1 du **(1)** du présent paragraphe pour le comportement de structure faiblement dissipatif. La limite supérieure de la valeur de  $q$  dépend de la classe de ductilité et du type de structure (voir **7.3**). Il convient de respecter les exigences données en **7.2** à **7.12** lorsque les principes b) ou c) sont adoptés.

(5)P Dans le principe c), les structures ne sont pas destinées à tirer avantage du comportement mixte dans les zones dissipatives. L'application du principe c) est conditionnée par la stricte conformité aux mesures prises pour empêcher la participation du béton dans la résistance des zones dissipatives. Dans le principe c), la structure mixte est conçue conformément à l'EN 1994-1-1:2004 sous les actions non sismiques et conformément à l'Article **6** pour résister aux actions sismiques. Les mesures permettant d'empêcher la participation du béton sont données en **7.7.5**.

(6)P Les règles de dimensionnement pour les structures mixtes dissipatives (principe b) sont destinées à permettre le développement dans la structure de mécanismes plastiques locaux fiables (zones dissipatives) et d'un mécanisme plastique global fiable permettant de dissiper autant d'énergie que possible sous l'effet de l'action sismique de calcul. Pour chaque élément structural ou chaque type de structure considéré dans le présent Article, les règles permettant d'atteindre cet objectif général de dimensionnement sont indiquées en **7.5** à **7.11** avec renvoi à des critères particuliers. Ces critères visent à permettre le développement d'un comportement mécanique global pour lequel des dispositions de dimensionnement peuvent être données.

(7)P Les structures dimensionnées selon le principe b) doivent appartenir à l'une des deux classes de ductilité, DCM et DCH. Ces classes correspondent à une capacité accrue de la structure à dissiper l'énergie par des mécanismes plastiques. Une structure appartenant à une classe de ductilité donnée doit satisfaire à des exigences particulières concernant l'un ou plusieurs des aspects suivants : classe des sections en acier, capacité de rotation des assemblages et dispositions constructives.

### **7.1.3 Vérifications de sécurité**

(1)P **5.2.4(1)P** et **6.1.3(1)P** et ses notes s'appliquent.

(2) **5.2.4(2)** s'applique.

(3) **5.2.4(3)** s'applique.

(4) Pour les vérifications relatives au dimensionnement en capacité des parties de structure en acier, l'alinéa **6.2(3)** et ses notes s'appliquent.

## **7.2 Matériaux**

### **7.2.1 Béton**

(1) Dans les zones dissipatives, il convient que la classe de béton prescrite ne soit pas inférieure à C20/25. Si la classe de béton est supérieure à C40/50, le dimensionnement ne relève pas du domaine d'application de l'EN 1998-1.

### **7.2.2 Acier des armatures de béton armé**

(1)P Pour la classe de ductilité DCM, l'acier des armatures pris en compte dans la résistance plastique des zones dissipatives doit appartenir à la classe B ou C selon l'EN 1992-1-1:2004, Tableau C.1. Pour la classe de ductilité DCH, l'acier des armatures pris en compte dans la résistance plastique des zones dissipatives doit appartenir à la classe C du même tableau.

(2)P Les aciers de la classe B ou C (selon l'EN 1992-1-1:2004, Tableau C.1) doivent être utilisés pour les zones soumises à des contraintes élevées dans les structures non dissipatives. Cette exigence s'applique aux barres comme aux treillis soudés.

(3)P À l'exception des étriers fermés ou des épingles, seules des barres à verrous sont admises comme armatures dans les zones de contraintes élevées.

(4) Il convient de ne pas utiliser les treillis soudés non conformes aux exigences de ductilité de l'alinéa (1)P du présent paragraphe dans les zones dissipatives. Si des treillis de ce type sont utilisés, il y a lieu de prévoir des armatures ductiles dupliquant le treillis et de prendre en compte leur capacité de résistance dans l'analyse de capacité.

### 7.2.3 Acier

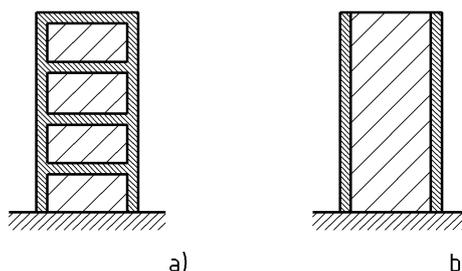
(1)P Les exigences sont celles spécifiées en 6.2.

## 7.3 Types de structure et coefficients de comportement

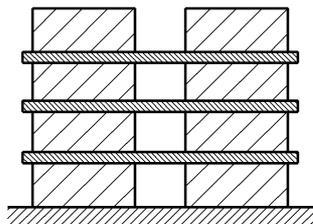
### 7.3.1 Types de structure

(1)P Les structures mixtes acier-béton doivent être classées selon l'un des types de structure suivants en fonction du comportement de leur structure primaire résistant aux actions sismiques :

- a) ossatures mixtes en portique : structure ayant la même définition et les mêmes limitations qu'indiqué en 6.3.1(1)a, mais dans lesquelles les poutres et les poteaux peuvent être en acier ou mixtes (voir Figure 6.1) ;
- b) ossatures mixtes avec triangulation à barres centrées : structure ayant la même définition et les mêmes limitations qu'indiqué en 6.3.1(1)b et dans les Figures 6.2 et 6.3. Les poteaux et les poutres peuvent être en acier ou mixtes acier-béton. Les entretoises doivent être en acier ;
- c) ossatures mixtes avec triangulation à barres excentrées : structure ayant la même définition et les mêmes limitations qu'indiqué en 6.3.1(1)c et dans la Figure 6.4. Les éléments qui ne contiennent pas les tronçons d'excentrement peuvent être en acier ou mixtes acier-béton. A l'exception de la dalle, les tronçons d'excentrement doivent être en acier. La dissipation d'énergie ne doit se produire que par plastification en flexion ou en cisaillement de ces tronçons ;
- d) structures en pendule inversé : structures ayant la même définition et les mêmes limitations qu'indiqué en 6.3.1(1)d (voir Figure 6.5) ;
- e) systèmes structuraux mixtes : structures qui se comportent principalement comme des murs en béton armé. Les systèmes mixtes peuvent appartenir à l'un des types suivants :
  - le type 1 correspond à une ossature en acier ou mixte utilisée avec des panneaux de remplissage en béton connectés à la structure en acier (voir Figure 7.1a) ;
  - le type 2 est un mur en béton armé dans lequel des profilés en acier enrobés, connectés à la structure en béton, sont utilisés comme renforts verticaux de rive (voir Figure 7.1b) ;
  - le type 3, des poutres en acier ou mixtes sont utilisées pour coupler deux ou plusieurs murs en béton armé ou mixtes (voir Figure 7.2) ;
- f) murs de cisaillement mixtes avec plaque en acier : structure consistant en une plaque en acier verticale et continue sur toute la hauteur du bâtiment avec enrobage en béton armé sur un ou deux faces de la plaque et avec des éléments de rive en acier ou mixtes.



**Figure 7.1 — Systèmes structuraux mixtes. Murs mixtes :**  
a) type 1 — ossature en portique en acier ou mixte connectée à des panneaux de remplissage en béton ;  
b) type 2 — murs mixtes renforcés par des profilés en acier enrobés et verticaux



**Figure 7.2 — Systèmes structuraux mixtes.  
Type 3 — murs mixtes ou en béton couplés à des poutres en acier ou mixtes**

(2) Dans tous les types de systèmes structuraux mixtes, la dissipation d'énergie se fait dans les profilés en acier verticaux et dans les armatures verticales des murs. Dans les systèmes structuraux mixtes de type 3, la dissipation de l'énergie peut également se produire dans les poutres de liaison.

(3) Si, dans les systèmes structuraux mixtes, les éléments de mur ne sont pas connectés à la structure en acier, les Articles 5 et 6 s'appliquent.

### 7.3.2 Coefficients de comportement

(1) Le coefficient de comportement  $q$ , introduit en 3.2.2.5, prend en compte la capacité de dissipation de l'énergie de la structure. Pour les systèmes structuraux réguliers, il convient de prendre le coefficient de comportement  $q$  avec des valeurs maximales de la valeur de référence données dans le Tableau 6.2 ou dans le Tableau 7.2, sous réserve que les règles 7.5 à 7.11 soient respectées.

**Tableau 7.2 — Valeurs maximales de la valeur de référence des coefficients de comportement pour les systèmes réguliers en élévation**

Type de structure	Classe de ductilité	
	DCM	DCH
a), b), c) et d)	voir Tableau 6.2	
e) Systèmes structuraux mixtes		
murs mixtes (types 1 et 2)	$3 \alpha_U/\alpha_1$	$4 \alpha_U/\alpha_1$
murs mixtes ou en béton couplés par des poutres en acier ou mixtes (type 3)	$3 \alpha_U/\alpha_1$	$4,5 \alpha_U/\alpha_1$
f) Murs de cisaillement mixtes avec plaque en acier	$3 \alpha_U/\alpha_1$	$4 \alpha_U/\alpha_1$

(2) Si le bâtiment est irrégulier en élévation (voir 4.2.3.3), il convient de réduire les valeurs de  $q$  indiquées dans le Tableau 6.2 et dans le Tableau 7.2 de 20 % (voir 4.2.3.1(7) et Tableau 4.1).

(3) Pour les bâtiments réguliers en plan, si les calculs permettant d'évaluer  $\alpha_U/\alpha_1$  (voir 6.3.2(3)) ne sont pas effectués, les valeurs par défaut approximatives du rapport  $\alpha_U/\alpha_1$  présentées dans les Figures 6.1 à 6.8 peuvent être utilisées. Pour les systèmes structuraux mixtes, la valeur par défaut peut être prise égale à  $\alpha_U/\alpha_1 = 1,1$ . Pour les murs de cisaillement mixtes avec plaque en acier, la valeur par défaut peut être prise égale à  $\alpha_U/\alpha_1 = 1,2$ .

(4) Pour les bâtiments irréguliers en plan (voir 4.2.3.2), la valeur approximative de  $\alpha_U/\alpha_1$  pouvant être utilisée, lorsqu'une évaluation par le calcul n'est pas effectuée, est la moyenne de (a) 1,0 et de (b) la valeur donnée dans l'alinéa (3) du présent paragraphe.

(5) Des valeurs de  $\alpha_U/\alpha_1$  supérieures à celles spécifiées en (3) et (4) du présent paragraphe sont admises, sous réserve de les confirmer par le calcul de  $\alpha_U/\alpha_1$  avec une analyse en poussée progressive.

(6) La valeur maximale de  $\alpha_U/\alpha_1$  pouvant être utilisée pour le dimensionnement est égale à 1,6, même si l'analyse mentionnée dans l'alinéa (5) du présent paragraphe indique des valeurs potentiellement plus élevées.

## 7.4 Analyse de la structure

### 7.4.1 Domaine d'application

(1) Les règles suivantes s'appliquent à l'analyse de la structure soumise aux actions sismiques au moyen de la méthode des forces latérales et de la méthode d'analyse spectrale de réponse modale.

### 7.4.2 Rigidité des sections

(1) Il convient de calculer la rigidité des sections mixtes dans lesquelles le béton est comprimé en utilisant un coefficient d'équivalence  $n$  :

$$n = E_a/E_{cm} = 7 \quad \dots (7.1)$$

(2) Pour les poutres mixtes avec dalle comprimée, il convient de calculer le moment d'inertie géométrique de la section, désigné par  $I_1$ , en prenant en compte la largeur participante de la dalle définie en **7.6.3**.

(3) Il convient de calculer la rigidité des sections mixtes dans lesquelles le béton est tendu en supposant que le béton est fissuré et que seules les parties en acier de la section sont actives.

(4) Pour les poutres mixtes avec dalle tendue, il convient de calculer le moment d'inertie géométrique de la section, désigné par  $I_2$ , en prenant en compte la largeur participante de la dalle définie en **7.6.3**.

(5) Il convient d'analyser la structure en tenant compte de la présence de béton comprimé dans certaines zones et de béton tendu dans d'autres. La répartition de ces zones est indiquée en **7.7** à **7.11** pour les différents types de structure.

## 7.5 Critères de dimensionnement et règles de détail communs à tous les types de structure à comportement dissipatif

### 7.5.1 Généralités

(1) Il convient d'appliquer les critères de dimensionnement donnés en **7.5.2** aux parties de la structure résistant aux séismes conçues selon le principe d'un comportement de structure dissipatif.

(2) Les critères de dimensionnement donnés en **7.5.2** sont considérés comme satisfaits si les règles de détail données en **7.5.3** et **7.5.4** et en **7.6** à **7.11** sont respectées.

### 7.5.2 Critères de dimensionnement pour les structures dissipatives

(1)P Les structures à zones dissipatives doivent être dimensionnées de telle sorte que la plastification, le voilement local ou d'autres phénomènes dus au comportement hystérétique dans ces zones n'affectent pas la stabilité d'ensemble de la structure.

NOTE Les valeurs des coefficients  $q$  données dans le Tableau 7.2 sont estimées conformes à cette exigence (voir **2.2.2(2)**).

(2)P Les zones dissipatives doivent avoir une résistance et une ductilité appropriées. La résistance doit être vérifiée conformément à l'EN 1993 et l'Article **6** pour le principe c) (voir **7.1.2**) et à l'EN 1994-1-1:2004 et l'Article **7** pour le principe b) (voir **7.1.2**). La ductilité est obtenue par la conformité aux règles de détail.

(3) Les zones dissipatives peuvent être situées dans les éléments structuraux ou dans les assemblages.

(4)P Lorsque les zones dissipatives sont situées dans les éléments structuraux, les parties non dissipatives, ainsi que les assemblages des parties dissipatives au reste de la structure, doivent avoir une sur-résistance suffisante pour permettre la plastification cyclique des parties dissipatives.

(5)P Lorsque les zones dissipatives sont situées dans les assemblages, les éléments assemblés doivent avoir une sur-résistance suffisante pour permettre la plastification cyclique des assemblages.

### 7.5.3 Résistance plastique des zones dissipatives

(1)P Deux résistances plastiques des zones dissipatives sont utilisées pour le dimensionnement des structures mixtes acier-béton : une résistance plastique limite inférieure (indice  $pl$ ,  $Rd$ ) et une résistance plastique limite supérieure (indice  $U$ ,  $Rd$ ).

(2)P La résistance plastique limite inférieure des zones dissipatives est celle utilisée dans les vérifications de dimensionnement concernant les sections des éléments dissipatifs, par exemple,  $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$ . La résistance plastique limite inférieure des zones dissipatives est calculée en prenant en compte le béton de la section et uniquement les composants en acier de la section qui sont classés comme ductiles.

(3)P La résistance plastique limite supérieure des zones dissipatives est celle utilisée dans le dimensionnement en capacité des éléments adjacents à la zone dissipative : par exemple, dans la vérification du dimensionnement en capacité de **4.4.2.3(4)**, les valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres sont les résistances plastiques limites supérieures,  $M_{U,Rd,b}$ , alors que celles des poteaux sont les résistances plastiques limites inférieures,  $M_{pl,Rd,c}$ .

(4)P La résistance plastique limite supérieure est calculée en prenant en compte le béton de la section et tous les composants en acier présents dans la section, y compris ceux qui ne sont pas classés comme ductiles.

(5)P Les effets des actions qui sont directement liés à la résistance des zones dissipatives, doivent être déterminés sur la base de la résistance plastique limite supérieure des sections mixtes dissipatives ; par exemple, l'effort tranchant de calcul à l'extrémité d'une poutre mixte dissipative doit être déterminé sur la base du moment plastique limite supérieur de la section mixte.

### 7.5.4 Règles de détail pour les assemblages mixtes dans les zones dissipatives

(1)P La conception doit permettre de limiter l'étendue des déformations plastiques et le niveau des contraintes résiduelles, et d'éviter des défauts de fabrication.

(2)P L'intégrité du béton comprimé doit être préservée pendant le séisme et la plastification doit être limitée aux sections en acier.

(3) Il convient de n'admettre la plastification des armatures dans une dalle que si les poutres sont dimensionnées conformément à **7.6.2(8)**.

(4) Pour le dimensionnement des soudures et des boulons, le paragraphe **6.5** s'applique.

(5) Il convient de justifier le dimensionnement local des armatures nécessaires dans le béton de la zone d'assemblage par des modèles respectant l'équilibre (par exemple, l'annexe C pour les dalles).

(6) **6.5.5(6)**, **6.5.5(7)** et la note 1 de **6.5.5** s'appliquent.

(7) Dans les panneaux d'âme entièrement enrobés des assemblages de type poutre-poteau, la résistance de la zone des panneaux peut être calculée comme la somme des contributions du béton et du panneau en acier soumis au cisaillement, si toutes les conditions suivantes sont respectées :

a) le rapport de forme  $h_b/h_c$  de la zone du panneau satisfait :

$$0,6 < h_b/h_c < 1,4 \quad \dots (7.2)$$

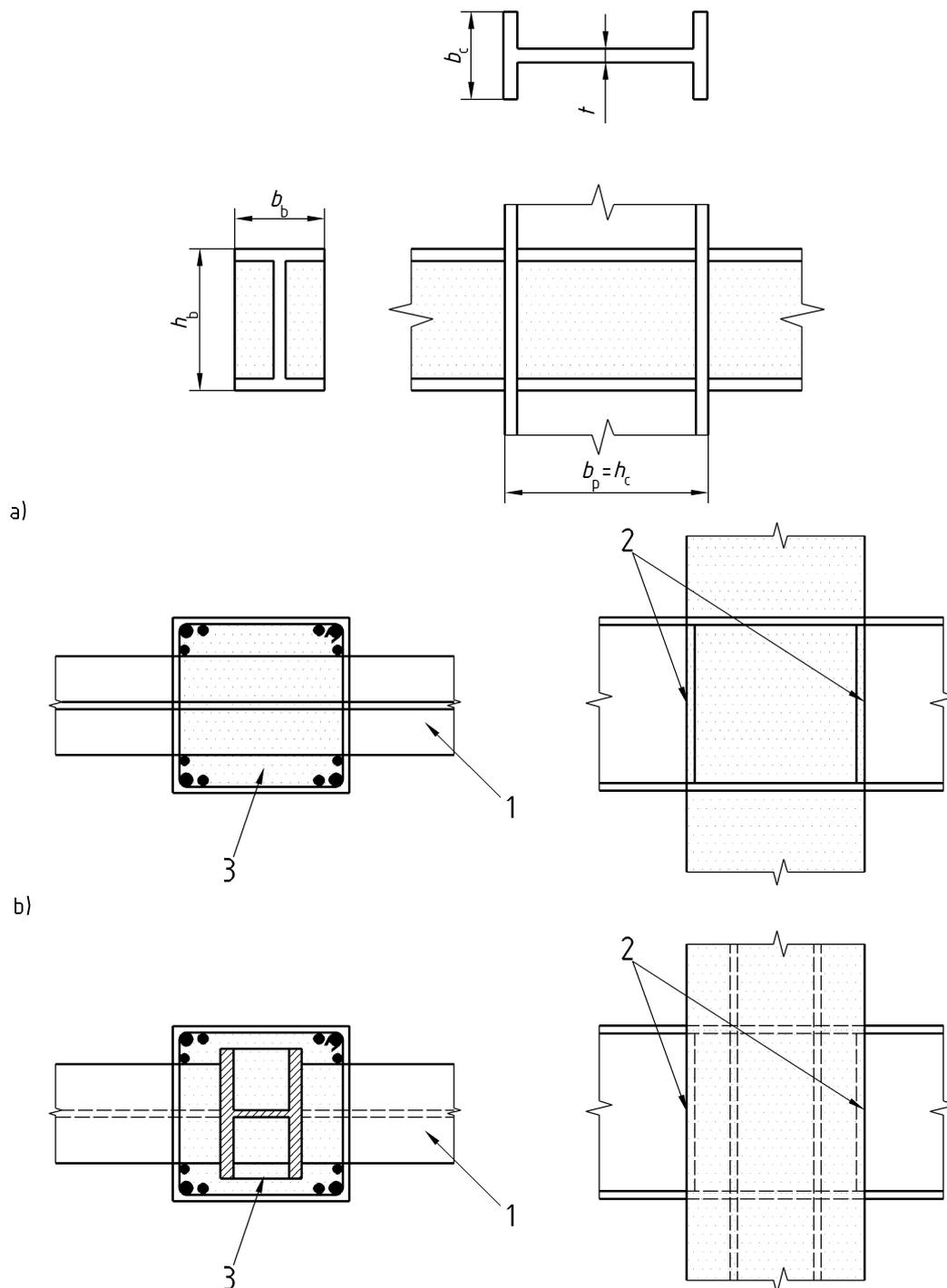
b)  $V_{wp,Ed} < 0,8 V_{wp,Rd}$  ... (7.3)

avec :

$V_{wp,Ed}$  effort de cisaillement de calcul dans le panneau d'âme, dû aux effets des actions, en tenant compte de la résistance plastique des zones dissipatives adjacentes mixtes dans les poutres ou les assemblages ;

$V_{wp,Rd}$  résistance au cisaillement du panneau d'âme mixte acier-béton, conformément à l'EN 1994-1-1:2004 ;

$h_b$ ,  $h_c$  définis dans la Figure 7.3a).



**Légende**

- A Poutre en acier
- B Plaques de confinement
- C Poteau en béton armé
- D Poteau mixte enrobé

**Figure 7.3 — Assemblages de type poteau-poutre**

(8) Dans les panneaux d'âme raidis partiellement enrobés, une évaluation similaire à celle donnée dans (7) du présent paragraphe est admise si, en complément des exigences de (9), l'une des conditions suivantes est remplie :

- a) des armatures droites du type défini en 7.6.5(4) et respectant 7.6.5(5) et (6) sont disposées dans les panneaux d'âme raidis partiellement enrobés avec un espacement maximal  $s_1 = c$ , perpendiculairement au bord le plus long du panneau d'âme du poteau ; aucune autre armature n'est requise; ou
- b) aucune armature n'est présente, sous réserve que  $h_b/b_b < 1,2$  et  $h_c/b_c < 1,2$ .

où  $h_b$ ,  $b_b$ ,  $b_c$  et  $h_c$  sont définis dans la Figure 7.3a).

(9) Lorsqu'une poutre dissipative en acier ou mixte est connectée à un poteau en béton armé comme illustré à la Figure 7.3b), il convient de placer des armatures verticales dans le poteau avec une résistance axiale de calcul au moins égale à la résistance à l'effort tranchant de la poutre associée, à proximité du raidisseur ou de la plaque de confinement adjacente à la zone dissipative. Il est permis d'utiliser des armatures verticales placées là pour d'autres raisons pour la part relative aux armatures verticales requises. La présence de plaques de confinement est exigée ; il y a lieu que ces plaques constituent des raidisseurs sur toute la hauteur de la poutre et présentent avec une largeur au moins égale à  $(b_b - 2t)$  et que leur épaisseur ne soit pas inférieure à  $0,75 t$  ou 8 mm,  $b_b$  et  $t$  étant respectivement la largeur de semelle de la poutre et l'épaisseur de l'âme du panneau (voir Figure 7.3).

(10) Lorsqu'une poutre dissipative en acier ou mixte est connectée à un poteau mixte entièrement enrobé comme illustré à la Figure 7.3c), l'assemblage poutre-poteau peut être dimensionné, soit comme un assemblage poutre-poteau en acier, soit comme un assemblage poutre-poteau mixte. Dans ce dernier cas, les armatures verticales du poteau peuvent être calculées comme dans l'alinéa (9) du présent paragraphe ou en répartissant la résistance à l'effort tranchant de la poutre entre la section en acier du poteau et les armatures du poteau. Dans les deux cas, la présence de plaques de confinement, telles que décrites dans l'alinéa (9), est requise.

(11) Il convient de confiner les armatures verticales du poteau spécifiées dans les alinéas (9) et (10) du présent paragraphe au moyen d'armatures transversales conformes aux exigences définies en 7.6 pour les éléments.

## 7.6 Règles relatives aux éléments

### 7.6.1 Généralités

(1)P Les éléments mixtes qui sont des éléments sismiques primaires doivent être conformes à l'EN 1994-1-1:2004 et aux règles complémentaires définies dans le présent Article.

(2)P La structure résistant aux séismes est dimensionnée selon un mécanisme plastique global impliquant des zones dissipatives locales ; ce mécanisme global identifie les éléments dans lesquels se situent des zones dissipatives et indirectement les éléments sans zone dissipative.

(3) Pour les éléments tendus ou les parties d'éléments en traction, il convient de respecter l'exigence de ductilité de l'EN 1993-1-1:2004, 6.2.3(3).

(4) Il convient d'assurer une ductilité locale suffisante aux éléments qui dissipent l'énergie en compression et/ou en flexion en limitant les rapports largeur/épaisseur de leurs parois. Il y a lieu que les zones dissipatives en acier et les parties en acier non enrobées des éléments mixtes respectent les exigences de 6.5.3(1) et du Tableau 6.3. Il convient que les zones dissipatives des éléments mixtes respectent les exigences du Tableau 7.3. Les limites données pour les parois de semelle en console des éléments entièrement ou partiellement enrobés peuvent être assouplies si des dispositions constructives particulières sont prises comme indiqué en 7.6.4(9) et 7.6.5(4) à (6).

**Tableau 7.3 — Relation entre le coefficient de comportement et les limites d'élancement des parois**

Classe de ductilité de la structure	DCM		DCH
	$q \leq 1,5 - 2$	$1,5 - 2 < q < 4$	$q > 4$
Valeur de référence du coefficient de comportement ( $q$ )			
Section en H ou en I partiellement enrobée			
Section en H ou en I entièrement enrobée			
Limites d'élancement des semelles $c/t_f$	$20\varepsilon$	$14\varepsilon$	$9\varepsilon$
Section rectangulaire creuse remplie de béton			
Limites de $h/t$	$52\varepsilon$	$38\varepsilon$	$24\varepsilon$
Section circulaire creuse remplie de béton			
Limites de $d/t$	$90\varepsilon^2$	$85\varepsilon^2$	$80\varepsilon^2$

où :

$$\varepsilon = (f_y/235)^{0,5}$$

$c/t_f$  est défini dans la Figure 7.8 ;

$d/t$  et  $h/t$  sont les rapports entre la dimension extérieure maximale et l'épaisseur de la paroi.

(5) Des règles de détail plus spécifiques pour les éléments mixtes dissipatifs sont données en **7.6.2**, **7.6.4**, **7.6.5** et **7.6.6**.

(6) Dans le dimensionnement de tous les types de poteaux mixtes, la résistance de la section en acier seule ou les résistances combinées de la section en acier et de l'enrobage ou du remplissage en béton peuvent être prises en compte.

(7) Le dimensionnement des poteaux dans lesquels la résistance des éléments est considérée comme provenant uniquement de la section en acier peut être effectué conformément aux dispositions de l'Article 6. Pour les poteaux dissipatifs, il convient de respecter les règles de dimensionnement en capacité données en **7.5.2(4)** et **(5)** et **7.5.3(3)**.

(8) Pour les poteaux entièrement enrobés avec un comportement mixte, il convient que les dimensions minimales de section  $b$ ,  $h$  ou  $d$  ne soient pas inférieures à 250 mm.

(9) Il convient de déterminer la résistance, y compris la résistance à l'effort tranchant, des poteaux mixtes non dissipatifs conformément aux règles de l'EN 1994-1-1:2004.

(10) Dans les poteaux, lorsqu'on considère que l'enrobage ou le remplissage en béton contribue à la résistance de l'élément vis-à-vis de l'effort normal et/ou du moment fléchissant, les règles de dimensionnement de **7.6.4** à **7.6.6** s'appliquent. Ces règles permettent d'assurer la transmission complète du cisaillement entre les parties en béton et en acier d'une section et de protéger les zones dissipatives contre une rupture inélastique prématurée.

(11) Pour le dimensionnement pour la résistance aux séismes, il convient de multiplier les résistances de calcul à l'effort tranchant données dans l'EN 1994-1-1:2004, Tableau 6.6 par un coefficient de réduction de 0,5.

(12) Lorsque, pour des besoins de dimensionnement en capacité, la résistance mixte complète d'un poteau est utilisée, il convient d'assurer la transmission complète en cisaillement entre les parties en acier et en béton armé. Si l'adhérence et le frottement ne permettent pas d'obtenir une transmission en cisaillement suffisante, il convient de prévoir des connecteurs pour assurer une interaction mixte complète.

(13) Lorsqu'un poteau mixte est soumis principalement à de l'effort normal, il convient de prévoir une transmission du cisaillement suffisante pour s'assurer que les parties en acier et en béton se partagent les charges appliquées au poteau au niveau des assemblages avec les poutres et avec les éléments d'entretoise.

(14) Excepté à la base de certains types de structure, les poteaux ne sont généralement pas conçus pour être dissipatifs. Toutefois, en raison des incertitudes de comportement, des armatures de confinement sont requises dans les zones appelées « zones critiques », comme spécifié en **7.6.4**.

(15) Les paragraphes **5.6.2.1** et **5.6.3** concernant l'ancrage et les jonctions dans le dimensionnement de poteaux en béton armé s'appliquent également aux armatures des poteaux mixtes.

### 7.6.2 Poutres en acier mixtes avec une dalle

(1)P L'objectif de dimensionnement du présent paragraphe est de préserver l'intégrité de la dalle en béton pendant l'événement sismique, alors que la plastification se forme dans la partie inférieure du profilé en acier et/ou dans les armatures de la dalle.

(2)P S'il n'est pas prévu de tirer parti du caractère mixte de la section de la poutre pour la dissipation de l'énergie, le paragraphe 7.7.5 doit s'appliquer.

(3) Les poutres destinées à se comporter comme des éléments mixtes dans les zones dissipatives de la structure résistant aux séismes peuvent être conçues avec une connexion complète ou partielle, conformément à l'EN 1994-1-1:2004. Il convient que le degré minimal de connexion  $\eta$  tel que défini dans l'EN 1994-1-1:2004, 6.6.1.2 ne soit pas inférieur à 0,8 et que la résistance totale des connecteurs dans toute zone de moment négatif ne soit pas inférieure à la résistance plastique des armatures.

(4) La résistance de calcul des connecteurs dans les zones dissipatives est obtenue à partir de la résistance de calcul indiquée dans l'EN 1994-1-1:2004, multipliée par un coefficient de réduction de 0,75.

(5) Une connexion complète est requise lorsque des connecteurs non ductiles sont utilisés.

(6) Lorsqu'une tôle mince profilée en acier avec des nervures transversales par rapport aux poutres qui la supportent est utilisée, il convient de réduire le coefficient de réduction  $k_t$  de la résistance de calcul au cisaillement des connecteurs donné dans l'EN 1994-1-1, en le multipliant par le coefficient d'efficacité de forme des nervures  $k_f$  donné dans la Figure 7.4.

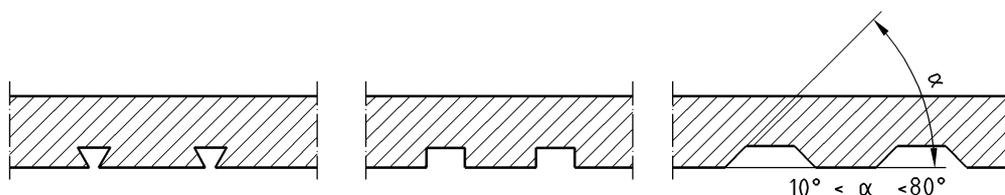


Figure 7.4 — Valeurs du coefficient d'efficacité de forme des nervures

(7) Pour obtenir une ductilité suffisante des rotules plastiques, il convient que le rapport  $x/d$  de la distance  $x$  entre la fibre comprimée supérieure du béton et l'axe neutre plastique et de la hauteur  $d$  de la section mixte, satisfasse l'expression suivante :

$$x/d < \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a) \quad \dots (7.4)$$

avec :

$\varepsilon_{cu2}$  déformation ultime en compression du béton (voir l'EN 1992-1-1:2004) ;

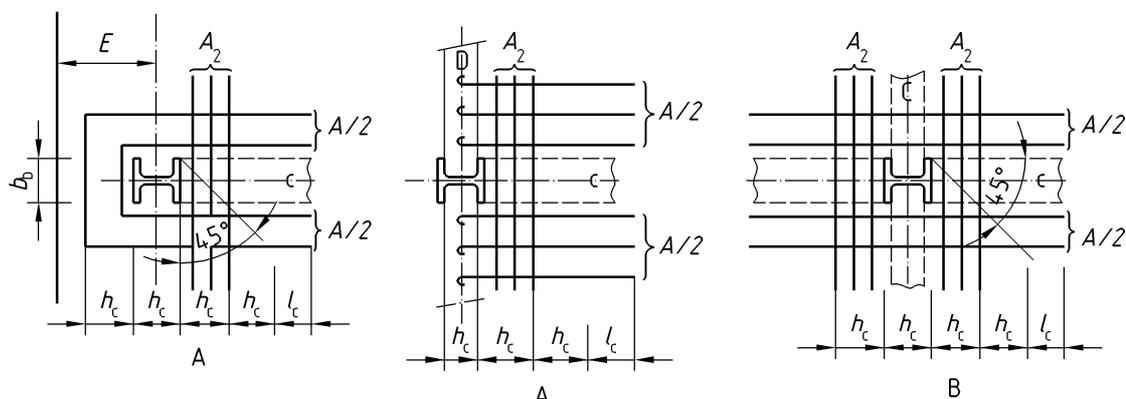
$\varepsilon_a$  déformation totale de l'acier à l'état limite ultime.

(8) La règle de l'alinéa (7) du présent paragraphe est considérée comme satisfaite lorsque le rapport  $x/d$  d'une section est inférieur aux limites données dans le Tableau 7.4.

Tableau 7.4 — Valeurs limites du rapport  $x/d$  pour la ductilité des poutres avec dalle

Classe de ductilité	$q$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	limite supérieure de $x/d$
DCM	$1,5 < q \leq 4$	355	0,27
	$1,5 < q \leq 4$	235	0,36
DCH	$q > 4$	355	0,20
	$q > 4$	235	0,27

(9) Dans les zones dissipatives des poutres, il convient que des armatures ductiles spécifiques de dalle appelées «armatures sismiques» (voir Figure 7.5) soient présentes dans la zone d'assemblage de la poutre et du poteau. Leur dimensionnement et les notations utilisés dans la Figure 7.5 sont spécifiés dans l'annexe C.



### Légende

- A Assemblage de façade
- B Assemblage intermédiaire
- C Poutre en acier
- D Poutre de façade en acier
- E Bande de rive en console en béton armé

Figure 7.5 — Configuration des «armatures sismiques»

### 7.6.3 Largeur participante de dalle

(1) Il convient de prendre la largeur participante totale  $b_{eff}$  de la membrure en béton, associée à chaque âme en acier, égale à la somme des largeurs participantes partielles  $b_{e1}$  et  $b_{e2}$  de la portion de membrure de chaque côté de l'axe de l'âme en acier (Figure 7.6). Il convient que la largeur participante partielle de chaque côté de l'axe soit prise égale à la valeur de  $b_e$  indiquée dans le Tableau 7.5, mais ne soit pas supérieure aux largeurs réelles  $b_1$  et  $b_2$  définies dans l'alinéa (2) du présent paragraphe.

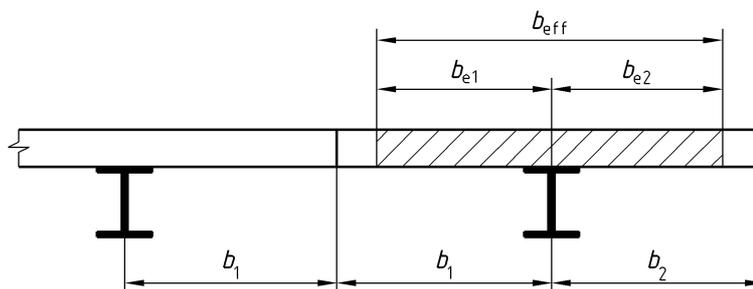
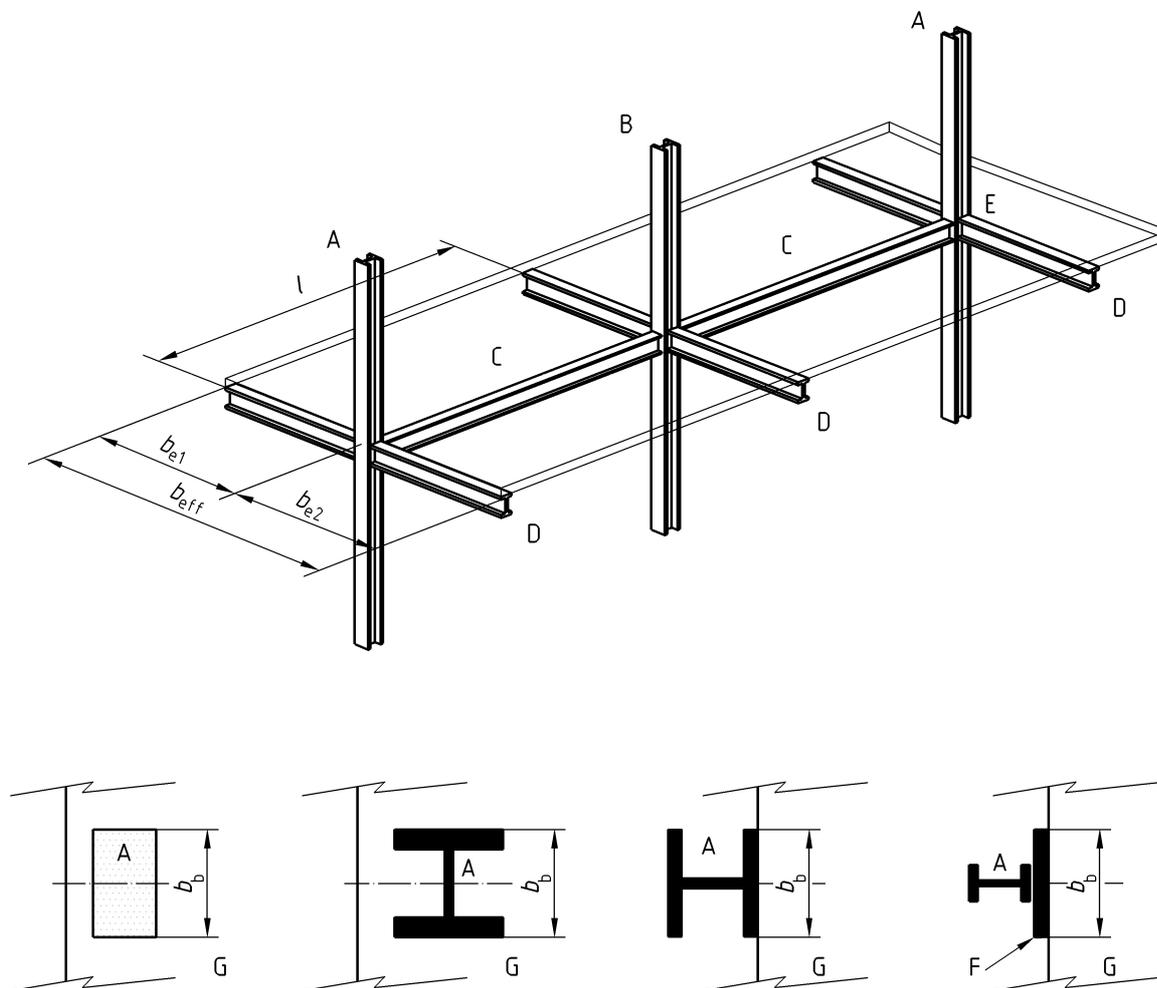


Figure 7.6 — Définition des largeurs participantes  $b_e$  et  $b_{eff}$

(2) Il convient de prendre la largeur réelle  $b$  de chaque portion comme la moitié de la distance de l'âme à l'âme adjacente, sauf au niveau d'un bord libre, la largeur réelle étant alors la distance entre l'âme et le bord libre.

(3) Les portions  $b_e$  de largeur participante partielle de dalle devant être utilisées pour la détermination des propriétés élastiques et plastiques des sections mixtes en T composées d'un profilé en acier connecté à une dalle sont définies dans le Tableau 7.5 et dans la Figure 7.7. Ces valeurs sont valides pour les poutres positionnées comme poutres C dans la Figure 7.5 et si le dimensionnement des armatures de la dalle et de la connexion de la dalle avec les poutres et les poteaux en acier est conforme à l'annexe C. Dans le Tableau 7.5, les moments qui induisent de la compression dans la dalle sont considérés comme positifs et les moments qui induisent de la

traction dans la dalle sont considérés comme négatifs. Les symboles  $b_b$ ,  $h_c$ ,  $b_e$ ,  $b_{eff}$  et  $l$  utilisés dans les Tableaux 7.5 I et 7.5 II sont définis dans les Figures 7.5, 7.6 et 7.7.  $b_b$  est la largeur d'appui sur le poteau, dans la direction horizontale perpendiculaire à l'axe de la poutre pour laquelle une largeur participante est calculée ; cette largeur comprend éventuellement des plaques additionnelles ou des équipements permettant d'obtenir une plus grande capacité d'appui.



**Légende**

- A Poteau de façade
- B Poteau intermédiaire
- C Poutre longitudinale
- D Poutre transversale ou poutre de façade en acier
- E Bande de rive en béton en console
- F Appui étendu
- G Dalle en béton

**Figure 7.7 — Définition des éléments dans les structures à ossature en portique**

**Tableau 7.5 I — Largeur participante partielle  $b_e$  de dalle pour l'analyse élastique de la structure**

$b_e$	Élément transversal	$b_e$ pour I (ÉLASTIQUE)
Au niveau du poteau intermédiaire	Présent ou non	pour M négatif: 0,05 $l$
Au niveau du poteau de façade	Présent	pour M positif : 0,0375 $l$
Au niveau du poteau de façade	Non présent, ou armatures non ancrées	pour M négatif : 0 pour M positif : 0,025 $l$

**Tableau 7.5 II — Largeur participante partielle  $b_e$  de dalle pour l'évaluation des moments plastiques résistants**

Signe du moment fléchissant M	Localisation	Élément transversal	$b_e$ pour $M_{Rd}$ (PLASTIQUE)
M négatif	Poteau intermédiaire	Armatures sismiques	0,1 $l$
M négatif	Poteau de façade	Toutes situations où les armatures sont ancrées dans une poutre de façade ou dans une bande de rive en béton.	0,1 $l$
M négatif	Poteau de façade	Toutes situations où les armatures ne sont pas ancrées dans une poutre de façade ou dans une bande de rive en béton.	0,0
M positif	Poteau intermédiaire	Armatures sismiques	0,075 $l$
M positif	Poteau de façade	Poutre transversale en acier avec connecteurs Dalle en béton s'étendant jusqu'à la face externe d'un poteau ayant une section en H avec l'axe de plus grande résistance orienté comme sur la Fig. 7.5 ou s'étendant au-delà (bande de rive en béton). Armatures sismiques	0,075 $l$
M positif	Poteau de façade	Pas de poutre transversale en acier ou poutre transversale en acier sans connecteur Dalle en béton s'étendant jusqu'à la face externe d'un poteau ayant une section en H avec l'axe de plus grande résistance orienté comme sur la Fig. 7.5 ou s'étendant au-delà (bande de rive en béton). Armatures sismiques	$b_b/2 + 0,7 h_c/2$
M positif	Poteau de façade	Toutes les autres situations. Armatures sismiques	$b_b/2 \leq b_{e,max}$ $b_{e,max} = 0,05l$

#### 7.6.4 Poteaux mixtes entièrement enrobés

(1) Dans les structures dissipatives, les zones critiques sont présentes aux deux extrémités de toutes les longueurs libres de poteau dans les ossatures en portique et dans la portion des poteaux adjacente aux tronçons d'encastrement dans les ossatures avec triangulation à barres excentrées. Les longueurs  $l_{cr}$  de ces zones critiques (en mètres) sont spécifiées par l'expression (5.14) pour la classe de ductilité DCM pour la classe de ductilité M, ou par l'expression (5.30) pour la classe de ductilité H. Dans ces expressions,  $h_c$  est la hauteur de la section mixte (en mètres).

(2) Pour répondre aux demandes de rotation plastique et compenser la perte de résistance due à l'éclatement du béton d'enrobage, il convient de vérifier la condition suivante dans les zones critiques définies ci-dessus :

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad \dots (7.5)$$

expression dans laquelle les variables sont définies en **5.4.3.2.2(8)** et l'effort normal réduit de calcul  $v_d$  est défini comme suit :

$$v_d = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = N_{Ed}/(A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}) \quad \dots (7.6)$$

(3) Il convient que l'espacement  $s$  (en millimètres) des armatures de confinement dans les zones critiques ne dépasse pas :

$$s = \min(b_o/2, 260, 9 d_{bL}) \text{ pour la classe de ductilité DCM} \quad \dots (7.7)$$

$$s = \min(b_o/2, 175, 8 d_{bL}) \text{ pour la classe de ductilité DCH} \quad \dots (7.8)$$

ou à la partie inférieure du premier étage, pour la classe de ductilité DCH :

$$s = \min(b_o/2, 150, 6d_{bL}) \quad \dots (7.9)$$

avec :

$b_o$  dimension minimale du noyau de béton (par rapport à l'axe des armatures de confinement, en millimètres) ;

$d_{bL}$  diamètre minimal des armatures longitudinales (en millimètres).

(4) Il convient que le diamètre des armatures de confinement,  $d_{bw}$ , (en millimètres) soit au moins égal à :

$$d_{bw} = 6 \text{ pour la classe de ductilité DCM} \quad \dots (7.10)$$

$$d_{bw} = \max(0,35 d_{bL,max} [f_{ydl}/f_{ydw}]^{0,5}, 6) \text{ pour la classe de ductilité DCH} \quad \dots (7.11)$$

où :

$d_{bL,max}$  est le diamètre maximal des armatures longitudinales (en millimètres).

(5) Dans les zones critiques, il convient que la distance entre barres longitudinales consécutives maintenues par des extrémités coudées ou des épingles, ne dépasse pas 250 mm pour la classe de ductilité DCM, ni 200 mm pour la classe de ductilité DCH.

(6) Dans les deux premiers étages d'un bâtiment, il convient de prévoir des armatures de confinement conformes aux alinéas **(3)**, **(4)** et **(5)** au-delà des zones critiques, sur une longueur supplémentaire égale à la moitié de la longueur des zones critiques.

(7) Dans les poteaux dissipatifs mixtes, il convient de déterminer la résistance à l'effort tranchant sur la seule base de la section en acier.

(8) La relation entre la classe de ductilité de la structure et l'élançement admissible ( $c/t_f$ ) de la paroi de semelle en console dans les zones dissipatives est indiquée dans le Tableau 7.3.

(9) Les armatures de confinement sont capables de retarder le voilement local dans les zones dissipatives. Les limites données dans le Tableau 7.3 pour l'élançement des semelles peuvent être augmentées si des armatures de confinement sont prévues avec un espacement longitudinal  $s$  inférieur à la portée en console de la semelle :  $s/c < 1,0$ . Pour  $s/c < 0,5$ , les limites données dans le Tableau 7.3 peuvent être augmentées jusqu'à 50 %. Pour des valeurs de  $s/c$  comprises entre 0,5 et 1,0 ( $0,5 < s/c < 1,0$ ), une interpolation linéaire peut être utilisée.

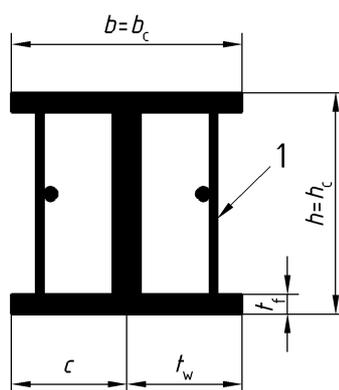
(10) Il y a lieu que le diamètre  $d_{bw}$  des armatures de confinement utilisées pour empêcher le voilement des semelles ne soit pas inférieur à :

$$d_{bw} = \left[ (b \cdot t_f / 8) (f_{ydf} / f_{ydw}) \right]^{0,5} \quad \dots (7.12)$$

expression dans laquelle  $b$  et  $t_f$  sont la largeur et l'épaisseur de la semelle respectivement et  $f_{ydf}$  et  $f_{ydw}$  sont les résistances de calcul à la limite d'élasticité de la semelle et de l'armature respectivement.

### 7.6.5 Éléments partiellement enrobés

- (1) Dans les zones dissipatives où l'énergie est dissipée par flexion plastique d'une section mixte, il convient que l'espacement longitudinal des armatures transversales,  $s$ , soit conforme aux exigences de **7.6.4(3)** sur une longueur supérieure ou égale à  $l_{cr}$  pour les zones dissipatives situées aux extrémités de l'élément et à  $2 l_{cr}$  pour les zones dissipatives dans l'élément.
- (2) Dans les éléments dissipatifs, il convient de déterminer la résistance à l'effort tranchant sur la seule base de la section en acier, à moins que des dispositions particulières ne soient mises en place pour mobiliser la résistance à l'effort tranchant de l'enrobage de béton.
- (3) La relation entre la classe de ductilité de la structure et l'élancement admissible ( $c/t_f$ ) de la paroi de semelle en console dans les zones dissipatives est indiquée dans le Tableau 7.3.



#### Légende

A Barres droites supplémentaires (liaisons)

**Figure 7.8 — Détail d'une armature transversale, avec des barres droites supplémentaires (liaisons) soudées aux semelles**

(4) Des barres droites soudées entre les semelles, comme illustré à la Figure 7.8, en complément des armatures requises par l'EN 1994-1-1, sont capables de retarder le voilement local dans les zones dissipatives. Dans ce cas, les limites données dans le Tableau 7.3 pour l'élancement des semelles peuvent être augmentées si ces armatures sont prévues avec un espacement longitudinal  $s_1$  inférieur à la portée en console de la semelle :  $s_1/c < 1,0$ . Pour  $s_1/c < 0,5$ , les limites données dans le Tableau 7.3 peuvent être augmentées jusqu'à 50 %. Pour des valeurs de  $s_1/c$  comprises entre 0,5 et 1,0 ( $0,5 < s_1/c < 1,0$ ), une interpolation linéaire peut être utilisée.

Il convient que ces barres droites respectent également les exigences des alinéas (5) et (6) du présent paragraphe.

(5) Il y a lieu que le diamètre  $d_{bw}$  des barres droites supplémentaires mentionnées dans l'alinéa (4) du présent paragraphe soit au moins égal à 6 mm. Lorsque des barres transversales sont utilisées pour retarder le voilement local des semelles, comme décrit dans l'alinéa (4), il convient que  $d_{bw}$  ne soit pas inférieur à la valeur donnée par la relation (7.12).

(6) Il convient que les barres droites supplémentaires mentionnées dans l'alinéa (4) soient soudées aux semelles aux deux extrémités et que la capacité des soudures ne soit pas inférieure à la résistance plastique en traction des barres droites. Il convient de prévoir pour ces liaisons une épaisseur nette d'enrobage de béton d'au moins 20 mm, mais ne dépassant pas 40 mm.

(7) Le dimensionnement des éléments mixtes partiellement enrobés peut prendre en compte la résistance de la section en acier uniquement, ou la résistance mixte de la section en acier et de l'enrobage de béton.

(8) Le dimensionnement des éléments mixtes partiellement enrobés dans lesquels seule la section en acier est supposée contribuer à la résistance de l'élément peut être effectué conformément aux dispositions de l'Article 6, mais il convient d'appliquer les dispositions de **7.5.2(4)** et **(5)** et **7.5.3(3)** relatives au dimensionnement en capacité.

### 7.6.6 Poteaux mixtes remplis de béton

- (1) La relation entre la classe de ductilité de la structure et l'élançement admissible  $d/t$  ou  $h/t$  est indiquée dans le Tableau 7.3.
- (2) Il convient de déterminer la résistance à l'effort tranchant des poteaux dissipatifs sur la base de la section en acier ou sur celle de la section en béton armé avec la section creuse en acier prise en compte uniquement comme armature d'effort tranchant.
- (3) Dans les éléments non dissipatifs, il convient de déterminer la résistance à l'effort tranchant du poteau conformément à l'EN 1994-1-1.

## 7.7 Règles de dimensionnement et de détail pour les ossatures en portique

### 7.7.1 Critères particuliers

- (1)P **6.6.1(1)P** s'applique.
- (2)P Les poutres mixtes doivent être dimensionnées pour être ductiles et de telle sorte que l'intégrité du béton soit préservée.
- (3) Selon la position des zones dissipatives, **7.5.2(4)** ou **7.5.2(5)** s'applique.
- (4) Il convient que le schéma requis de formation des rotules soit obtenu en respectant les règles données en **4.4.2.3**, **7.7.3**, **7.7.4** et **7.7.5**.

### 7.7.2 Analyse

- (1)P L'analyse de la structure doit être effectuée sur la base des propriétés de section définies en **7.4**.
- (2) Dans les poutres, il convient de prendre en compte deux rigidités en flexion distinctes ;  $EI_1$  pour la partie de la portée soumise au moment positif (section non fissurée) et  $EI_2$  pour la partie de la portée soumise au moment négatif (section fissurée).
- (3) L'analyse peut également être effectuée en prenant en compte pour l'ensemble de la poutre un moment d'inertie géométrique équivalent  $I_{eq}$  constant sur toute la portée, donné par :

$$I_{eq} = 0,6 I_1 + 0,4 I_2 \quad \dots (7.13)$$

- (4) Pour les poteaux mixtes, la rigidité à la flexion est donnée par :

$$(EI)_C = 0,9(EI_a + r E_{cm} I_c + E I_s) \quad \dots (7.14)$$

avec :

$E$  et  $E_{cm}$  modules d'élasticité de l'acier et du béton respectivement ;

$r$  coefficient de réduction dépendant du type de section du poteau ;

$I_a$ ,  $I_c$  et  $I_s$  désignent le moment d'inertie géométrique de la section en acier, de la section en béton et des armatures, respectivement.

NOTE La valeur attribuée à  $r$  pour l'utiliser dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est  $r = 0,5$ .

### 7.7.3 Règles pour les poutres et les poteaux

- (1)P Le dimensionnement des poutres mixtes en T doit satisfaire à **7.6.2**. Le dimensionnement des poutres partiellement enrobées doit satisfaire à **7.6.5**.
- (2)P Les poutres doivent être vérifiées vis-à-vis du flambement latéral et du déversement, conformément à l'EN 1994-1-1, en supposant la formation d'un moment plastique négatif à l'extrémité de la poutre.
- (3) **6.6.2(2)** s'applique.
- (4) Il convient de ne pas utiliser de treillis mixtes en tant que poutres dissipatives.
- (5)P **6.6.3(1)P** s'applique.

(6) Dans les poteaux où des rotules plastiques se forment comme indiqué en **7.7.1(1)**, il convient que la vérification suppose  $M_{pl,Rd}$  atteint dans ces rotules plastiques.

(7) Il y a lieu que la condition suivante soit satisfaite pour tous les poteaux mixtes :

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,30 \quad \dots (7.15)$$

(8) Il convient d'effectuer les vérifications de résistance des poteaux conformément à l'EN 1994-1-1:2004, **4.8**.

(9) Il y a lieu de limiter l'effort tranchant du poteau  $V_{Ed}$  (issu de l'analyse) conformément à la relation (6.4).

#### **7.7.4 Assemblage de type poutre-poteau**

(1) Les dispositions indiquées en **6.6.4** s'appliquent.

#### **7.7.5 Condition permettant de négliger le caractère mixte des poutres avec dalle**

(1)P La résistance plastique d'une section de poutre mixte avec dalle (résistance plastique limite inférieure ou résistance plastique limite supérieure de la zone dissipative) peut être calculée en prenant en compte uniquement la section en acier (dimensionnement selon le principe c) défini en **7.1.2**) si la dalle est totalement déconnectée de l'ossature en acier dans une zone circulaire de diamètre  $2b_{eff}$  autour d'un poteau,  $b_{eff}$  représentant la plus grande des largeurs participantes des poutres reliées à ce poteau.

(2) Pour les besoins de l'alinéa **(1)P** ci-dessus, «totalement déconnectée» signifie qu'il n'y a pas de contact entre la dalle et toute face verticale de tout élément en acier (par exemple, poteaux, connecteurs, plaques de jonction, membrures ondulées, platelage en tôle cloué à la semelle d'un profilé en acier).

(3) Dans les poutres partiellement encastrées, il convient de prendre en compte la contribution du béton entre les semelles du profilé en acier.

### **7.8 Règles de dimensionnement et de détail pour les ossatures mixtes avec triangulation à barres centrées**

#### **7.8.1 Critères particuliers**

(1)P **6.7.1(1)P** s'applique.

(2)P Les poteaux et les poutres doivent être en acier ou mixtes.

(3)P Les entretoises doivent être en acier.

(4) **6.7.1(2)P** s'applique.

#### **7.8.2 Analyse**

(1) Les dispositions données en **6.7.2** s'appliquent.

#### **7.8.3 Éléments diagonaux**

(1) Les dispositions données en **6.7.3** s'appliquent.

#### **7.8.4 Poutres et poteaux**

(1) Les dispositions données en **6.7.4** s'appliquent.

## 7.9 Règles de dimensionnement et de détail pour les ossatures mixtes avec triangulation à barres excentrées

### 7.9.1 Critères particuliers

- (1)P Les ossatures mixtes avec triangulation à barres excentrées doivent être dimensionnées de telle sorte que l'action dissipative se produise principalement par la plastification en flexion ou en cisaillement des tronçons d'excentrement. Tous les autres éléments doivent rester élastiques et la rupture des assemblages doit être évitée.
- (2)P Les poteaux, les poutres et les entretoises doivent être en acier ou mixtes.
- (3)P Les entretoises, les poteaux et les parties de poutres, situées en dehors des tronçons d'excentrement, doivent être dimensionnés pour rester élastiques sous l'effet des forces maximales qui peuvent être générées par les tronçons d'excentrement dans l'état de plastification totale et d'érouissage cyclique.
- (4)P **6.8.1(2)P** s'applique.

### 7.9.2 Analyse

- (1)P L'analyse de la structure est basée sur les propriétés de section définies en **7.4.2**.
- (2) Dans les poutres, deux rigidités en flexion distinctes sont prises en compte :  $EI_1$  pour la partie de la portée soumise au moment positif (section non fissurée) et  $EI_2$  pour la partie de la portée soumise au moment négatif (section fissurée).

### 7.9.3 Tronçons d'excentrement

- (1)P Les tronçons d'excentrement doivent être composés de profilés en acier, éventuellement associés à des dalles. Ils peuvent ne pas être enrobés.
- (2) Les règles relatives aux tronçons d'excentrement sismiques et à leurs raidisseurs, données en **6.8.2**, s'appliquent. Il convient que les tronçons d'excentrement soient de longueur courte ou intermédiaire, avec une longueur maximale  $e$  :

— Dans les structures où deux rotules plastiques se formeraient aux extrémités du tronçon d'excentrement :

$$e = 2M_{p,link}/V_{p,link} \quad \dots (7.16)$$

— Dans les structures où une rotule plastique se formerait à l'une des extrémités du tronçon d'excentrement :

$$e < M_{p,link}/V_{p,link} \quad \dots (7.17)$$

Les définitions de  $M_{p,link}$  et de  $V_{p,link}$  sont données en **6.8.2(3)**. Pour  $M_{p,link}$ , seuls les composants en acier de la section du tronçon d'excentrement sont pris en compte dans l'évaluation, la dalle en béton étant négligée.

- (3) Lorsque le tronçon d'excentrement sismique est fixé à un poteau en béton armé ou à un poteau enrobé, il convient de prévoir des plaques de confinement des deux côtés du tronçon d'excentrement, au niveau de la face du poteau et dans la section d'extrémité de la liaison. Il y a lieu que les plaques de confinement soient conformes à **7.5.4**.
- (4) Il convient que le dimensionnement des assemblages poteau-poutre adjacents aux tronçons d'excentrement dissipatifs soit conforme à **7.5.4**.
- (5) Il convient que les assemblages respectent les exigences des assemblages des ossatures en acier avec triangulation à barres excentrées, comme indiqué en **6.8.4**.

### 7.9.4 Éléments ne contenant pas de tronçons d'excentrement sismiques

- (1) Il convient que les éléments ne contenant pas de tronçons d'excentrement sismiques respectent les règles de **6.8.3**, en tenant compte de la résistance combinée de l'acier et du béton dans le cas des éléments mixtes et des règles relatives aux éléments indiquées en **7.6** et dans l'EN 1994-1-1:2004.
- (2) Lorsqu'un tronçon d'excentrement est adjacent à un poteau mixte entièrement enrobé, il y a lieu de prévoir des armatures transversales conformes aux exigences de **7.6.4** au-dessus et en dessous de l'assemblage du tronçon d'excentrement.
- (3) Dans le cas d'une entretoise mixte en traction, il convient de prendre en compte uniquement la section transversale du profilé en acier dans l'évaluation de la résistance de l'entretoise.

## 7.10 Règles de dimensionnement et de détail pour les systèmes structuraux composés de murs de cisaillement en béton armé associés à des éléments en acier

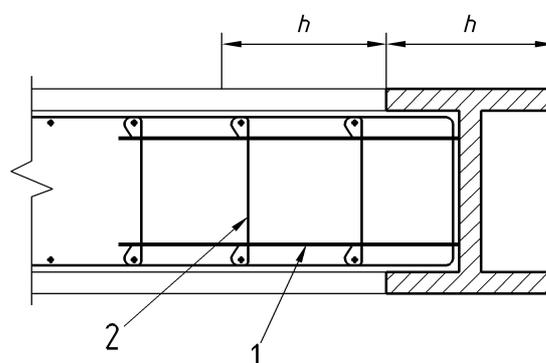
### 7.10.1 Critères particuliers

(1)P Les dispositions du présent paragraphe s'appliquent aux systèmes structuraux mixtes appartenant à un des trois types définis en 7.3.1e.

(2)P Les systèmes structuraux des types 1 et 2 doivent être conçus pour se comporter en tant que murs de cisaillement et dissiper l'énergie dans les profilés verticaux en acier et dans les armatures verticales. Les remplissages doivent être attachés aux éléments de rive pour empêcher leur séparation.

(3)P Dans le système structural de type 1, les efforts tranchants doivent être repris, au droit des étages, par cisaillement horizontal dans le mur et à l'interface entre le mur et les poutres.

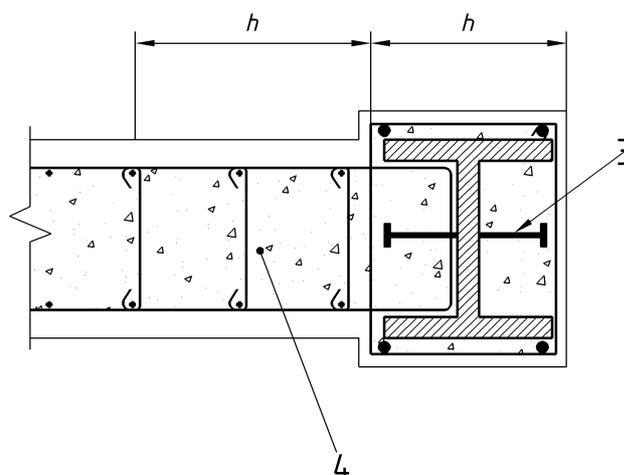
(4)P Le système structural de type 3 doit être conçu pour dissiper l'énergie dans les murs de cisaillement et dans les linteaux.



#### Légende

- A Barres soudées au poteau
- B Armature transversale

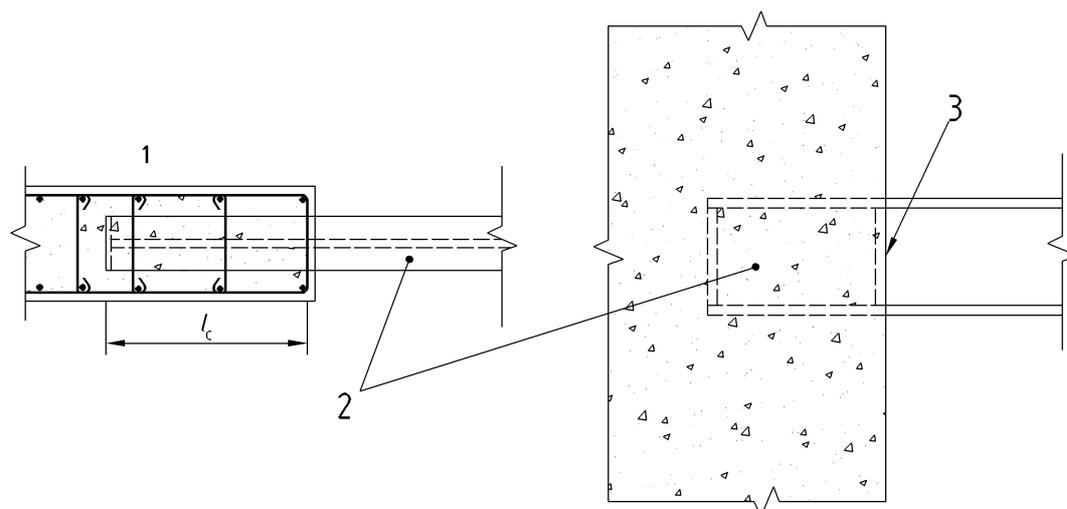
**Figure 7.9a** — Dispositions constructives des éléments de rive mixtes partiellement enrobés (détail des armatures transversales pour la classe de ductilité DCH)



#### Légende

- C Connecteurs
- D Épingle

**Figure 7.9b** — Dispositions constructives des éléments de rive mixtes entièrement enrobés (détail des armatures transversales pour la classe de ductilité DCH)



### Légende

- A Armature supplémentaire du mur au niveau de l'encastrement de la poutre en acier
- B Linteau en acier
- C Plaque de confinement

**Figure 7.10 — Détails d'un linteau fixé dans un mur**  
(détails pour la classe de ductilité DCH)

### 7.10.2 Analyse

- (1)P L'analyse de la structure doit être basée sur les propriétés de section définies dans l'Article 5 pour les murs en béton et en 7.4.2 pour les poutres mixtes.
- (2)P Dans un système structural de type 1 ou 2, lorsque des profilés en acier verticaux entièrement ou partiellement enrobés agissent en tant qu'éléments de rive de panneaux de remplissage en béton armé, l'analyse doit être effectuée en supposant que les effets de l'action sismique sur ces éléments de rive verticaux sont uniquement des efforts normaux.
- (3) Il convient de déterminer ces efforts normaux en supposant que les efforts tranchants sont repris par le mur en béton armé et que toutes les forces gravitaires et de renversement sont reprises par le mur de cisaillement, qui agit en structure mixte avec les éléments de rive verticaux.
- (4) Dans un système structural de type 3, si des linteaux mixtes sont utilisés, 7.7.2(2) et (3) s'appliquent.

### 7.10.3 Règles de détail pour les murs mixtes de classe de ductilité DCM

- (1)P Les panneaux de remplissage en béton armé dans le type 1 et les murs en béton armé dans les types 2 et 3 doivent respecter les exigences de l'Article 5 pour les murs ductiles de classe DCM.
- (2)P Les profilés en acier partiellement enrobés utilisés en tant qu'éléments de rive de panneaux en béton armé doivent appartenir à la classe de section liée au coefficient de comportement de la structure, comme indiqué dans le Tableau 7.3.
- (3)P Les profilés en acier entièrement enrobés utilisés comme éléments de rive dans des panneaux en béton armé doivent être dimensionnés conformément à 7.6.4.
- (4)P Les profilés en acier partiellement enrobés utilisés comme éléments de rive dans des panneaux en béton armé doivent être dimensionnés conformément à 7.6.5.
- (5) Il convient de prévoir des goujons à tête ou des armatures de liaison (soudées, ancrées par des orifices dans les éléments en acier ou ancrées autour de l'élément en acier) afin de transmettre les efforts tranchants verticaux et horizontaux entre l'acier des éléments de rive et le béton armé.

#### 7.10.4 Règles de détail pour les linteaux de classe de ductilité DCM

(1)P Les linteaux doivent avoir une longueur d'encastrement dans le mur en béton armé suffisante pour résister à la combinaison la plus défavorable des moments et des efforts tranchants générés par la résistance à la flexion et à l'effort tranchant du linteau. La longueur d'encastrement  $l_e$  doit débiter à l'intérieur du premier lit d'armature de confinement dans l'élément de rive du mur (voir Figure 7.10). La longueur d'encastrement  $l_e$  ne doit pas être inférieure à 1,5 fois la hauteur du linteau.

(2)P Le dimensionnement des assemblages poutre/mur doit être conforme à 7.5.4.

(3) Il convient de placer les armatures de mur verticales, définies en 7.5.4(9) et (10), avec une résistance axiale de calcul égale à la résistance à l'effort tranchant du linteau, sur la longueur d'encastrement de la poutre, avec les deux tiers de l'acier situés sur la première moitié de la longueur d'encastrement. Il y a lieu que ces armatures de mur se prolongent sur une distance correspondant à au moins une longueur d'ancrage au-dessus et en dessous des semelles du linteau. Il est admis d'utiliser des armatures verticales placées pour d'autres besoins, par exemple pour les éléments de rives verticaux, pour constituer la part des armatures verticales requises. Il convient que les armatures transversales soient conformes à 7.6.

#### 7.10.5 Règles de détail supplémentaires pour la classe de ductilité DCH

(1)P Des armatures transversales doivent être mises en place pour le confinement des éléments de rive mixtes partiellement ou entièrement enrobés. Ces armatures doivent s'étendre sur une distance de  $2h$  dans les murs en béton,  $h$  étant la largeur de l'élément de rive dans le plan du mur (voir Figures 7.9a et b).

(2)P Les exigences relatives aux tronçons d'excentrement dans les ossatures avec triangulation à barres excentrées s'appliquent aux linteaux.

### 7.11 Règles de dimensionnement et de détail pour les murs de contreventement mixtes avec plaque en acier

#### 7.11.1 Critères particuliers

(1)P Les murs de cisaillement mixtes avec plaque en acier doivent être conçus pour se plastifier sous l'effet de l'effort tranchant de la plaque en acier.

(2) Il convient de raidir la plaque en acier à l'aide d'un enrobage en béton sur une ou deux faces et en la fixant à l'enrobage en béton armé afin d'empêcher le voilement de l'acier.

#### 7.11.2 Analyse

(1) il convient de baser l'analyse de la structure sur les propriétés des matériaux et des sections définies en 7.4.2 et 7.6.

#### 7.11.3 Règles de détail

(1)P Il doit être vérifié que :

$$V_{Ed} < V_{Rd} \quad \dots (7.18)$$

avec la résistance à l'effort tranchant donnée par :

$$V_{Rd} = A_{pl} \times f_{yd} / \sqrt{3} \quad \dots (7.19)$$

avec :

$f_{yd}$  limite d'élasticité de calcul de la plaque ;

$A_{pl}$  aire de la section horizontale de la plaque.

(2)P Les connexions entre la plaque et les éléments de rive (poteaux et poutres), ainsi que les connexions entre la plaque et l'enrobage de béton, doivent être dimensionnées de telle sorte que la pleine résistance plastique de la plaque puisse être développée.

- (3)P La plaque en acier doit être connectée en continu sur tous les bords de l'ossature en acier et des éléments de rive avec des soudures et/ou des boulons, afin de pouvoir développer la résistance plastique de la plaque en cisaillement.
- (4)P Les éléments de rive doivent être dimensionnés de manière à satisfaire aux exigences de **7.10**.
- (5) L'épaisseur minimale du béton est de 200 mm lorsqu'il n'est présent que sur une face et de 100 mm de chaque côté lorsqu'il est présent sur les deux faces.
- (6) Le pourcentage minimal d'armatures dans les deux directions ne doit pas être inférieur à 0,25 %.
- (7) Les ouvertures dans la plaque en acier doivent être raidies comme requis par l'analyse.

### **7.12 Contrôle du dimensionnement et de l'exécution**

- (1) Pour le contrôle du dimensionnement et de l'exécution, le paragraphe **6.11** s'applique.

## 8 Règles particulières aux bâtiments en bois

### 8.1 Généralités

#### 8.1.1 Domaine d'application

(1)P Pour le dimensionnement des bâtiments en bois, l'EN 1995 s'applique. Les règles qui suivent viennent en complément de celles de l'EN 1995.

#### 8.1.2 Définitions

(1)P Les termes suivants sont utilisés dans le présent Article avec les significations suivantes :

##### **Ductilité statique**

rapport entre la déformation ultime et la déformation à la limite d'élasticité, évaluées par des essais quasi-statiques (voir **8.3(3)P**).

##### **Assemblages semi-rigides**

assemblages ayant une flexibilité significative dont l'influence doit être prise en compte dans l'analyse de la structure, conformément à l'EN 1995 (par exemple, assemblages de type «tiges»).

##### **Assemblages rigides**

assemblages dont la flexibilité est négligeable, selon l'EN 1995 (par exemple, assemblages de bois massif par collage).

##### **Assemblages à tiges**

assemblages avec des connecteurs mécaniques de type tiges (clous, crampons, vis, broches, boulons) chargés perpendiculairement à leur axe.

##### **Assemblages de charpentier**

assemblages traditionnels où les efforts sont transmis par l'intermédiaire de surfaces de contact et sans connecteurs mécaniques (par exemple, embrèvement, tenon, joint à mi-bois).

#### 8.1.3 Principes de dimensionnement

(1)P Les bâtiments en bois résistant aux séismes doivent être dimensionnés en suivant l'un des principes suivants :

- a) comportement de structure dissipatif ;
- b) comportement de structure faiblement dissipatif.

(2) Dans le principe a), on prend en compte la capacité de parties de la structure (zones dissipatives) à résister aux actions sismiques au delà de leur domaine élastique. Lorsqu'on utilise le spectre de calcul pour l'analyse élastique, défini en **3.2.2.5**, le coefficient de comportement  $q$  peut être pris supérieur à 1,5. La valeur de  $q$  dépend de la classe de ductilité (voir **8.3**).

(3)P Les structures dimensionnées selon le principe a) doivent appartenir à une des classes de ductilité M ou H. Une structure appartenant à une classe de ductilité donnée doit satisfaire à des exigences particulières concernant l'un ou plusieurs des aspects suivants : type de structure, type et capacité de rotation ductile des assemblages.

(4)P Les zones dissipatives doivent être situées dans les assemblages et les connexions, alors que les éléments en bois doivent être considérés comme ayant un comportement élastique.

(5) Il convient que les propriétés des zones dissipatives soient déterminées par des essais, effectués, soit sur des assemblages isolés, soit sur des structures entières ou des parties de structure, conformément au prEN 12512.

(6) Dans le principe b), les effets des actions sont calculés sur la base d'une analyse élastique globale, sans tenir compte du comportement non linéaire du matériau. Lorsqu'on utilise le spectre de calcul défini en **3.2.2.5**, il convient de ne pas prendre un coefficient de comportement  $\eta$  supérieur à 1,5. Il convient de calculer la résistance des éléments et des assemblages conformément à l'EN 1995-1:2004 sans exigence supplémentaire. Ce principe correspond à la classe de ductilité L (limitée) et est approprié uniquement pour certains types de structure (voir Tableau 8.1).

## 8.2 Matériaux et propriétés des zones dissipatives

(1)P Les dispositions pertinentes de l'EN 1995 s'appliquent. En ce qui concerne les propriétés des éléments en acier, l'EN 1993 s'applique.

(2)P Lorsqu'on utilise le principe de comportement de structure dissipatif, les dispositions suivantes s'appliquent :

- a) seuls les matériaux et les connecteurs mécaniques assurant un comportement approprié à la fatigue oligo-cyclique peuvent être utilisés dans les assemblages considérés comme des zones dissipatives ;
- b) les assemblages collés doivent être considérés comme des zones non dissipatives ;
- c) les assemblages de charpentier peuvent être utilisés uniquement s'ils présentent une capacité suffisante de dissipation d'énergie, sans comporter de risque de rupture fragile en cisaillement ou en traction perpendiculaire au fil du bois. Leur utilisation doit être subordonnée à des résultats d'essai appropriés.

(3) **(2)P** a) du présent paragraphe est considéré comme satisfait si **8.3(3)P** est respecté.

(4) Pour les panneaux de voiles travaillant des murs de contreventement ou des diaphragmes, l'alinéa **(2)P** a) est considéré comme satisfait si les conditions suivantes sont respectées :

- a) les panneaux de particules ont une masse volumique d'au moins  $650 \text{ kg/m}^3$  ;
- b) les panneaux en contreplaqué ont une épaisseur d'au moins 9 mm ;
- c) les panneaux de particules ou de fibres ont une épaisseur d'au moins 13 mm.

(5)P Les éléments en acier des assemblages doivent respecter les conditions suivantes :

- a) tous les éléments d'assemblage réalisés en acier moulé doivent respecter les exigences correspondantes de l'EN 1993 ;
- b) la conformité au paragraphe **8.3(3)P** des propriétés de ductilité des assemblages dans les treillis et entre le matériau du voile travaillant et l'ossature en bois, pour les structures de classes de ductilité M ou H (voir **(8.3)**), doit être vérifiée par des essais cycliques sur la combinaison appropriée des parties assemblées et des connecteurs.

## 8.3 Classes de ductilité et coefficients de comportement

(1)P En fonction de leur comportement ductile et de leur capacité de dissipation d'énergie sous l'effet des actions sismiques, les bâtiments en bois doivent être classés dans l'une des trois classes de ductilité L, M ou H indiquées dans le Tableau 8.1, qui présente également les limites supérieures des valeurs des coefficients de comportement correspondants.

NOTE Les limitations géographiques dans l'usage des classes de ductilité M et H peuvent être trouvées dans l'annexe nationale concernée au présent document.

**Tableau 8.1 — Principe de dimensionnement, types de structure et limites supérieures des valeurs des coefficients de comportement pour les trois classes de ductilité**

Principe de dimensionnement et classe de ductilité	$q$	Exemples de structure
Capacité réduite à dissiper l'énergie — DCL	1,5	Consoles, poutres, arcs avec deux ou trois assemblages brochés ; treillis assemblés par connecteurs
Capacité moyenne à dissiper l'énergie — DCM	2	Panneaux de murs collés avec diaphragmes collés, assemblés par clous et boulons ; treillis avec assemblages brochés et boulonnés ; structures mixtes composées d'une ossature en bois (résistant aux forces horizontales) et d'un remplissage non porteur
	2,5	Portiques hyperstatiques avec assemblages brochés et boulonnés (voir <b>8.1.3(3)P</b> )
Capacité élevée à dissiper l'énergie — DCH	3	Panneaux de mur cloués avec diaphragmes collés, assemblés par clous et boulons ; treillis avec assemblages cloués
	4	Portiques hyperstatiques avec assemblages brochés et boulonnés (voir <b>8.1.3(3)P</b> )
	5	Panneaux de mur cloués avec diaphragmes cloués, assemblés par clous et boulons

(2) Si le bâtiment est irrégulier en élévation (voir **4.2.3.3**), il convient de réduire les valeurs de  $q$  indiquées dans le Tableau 8.1 de 20 %, sans qu'il soit nécessaire de les prendre inférieures à  $q = 1,5$  — voir **4.2.3.1(7)** et le Tableau 4.1.

(3)P Pour que les valeurs données du coefficient de comportement puissent être utilisées, les zones dissipatives doivent pouvoir subir une déformation plastique sous au moins trois cycles complets avec inversion de sens, accomplis avec un rapport de ductilité statique de 4 pour les structures de la classe de ductilité M et de 6 pour les structures de la classe de ductilité H, sans que la réduction de leur résistance ne dépasse 20 %.

(4) Les dispositions de l'alinéa **(3)P** du présent paragraphe et du paragraphe **8.2** alinéas **(2)a)** et **(5)b)** peuvent être considérées comme satisfaites dans les zones dissipatives de tous les types de structure si les dispositions suivantes sont respectées :

- a) dans les assemblages bois-bois brochés, boulonnés et cloués et dans les assemblages bois-métal, l'épaisseur minimale des éléments assemblés est de  $10d$  et le diamètre  $d$  du connecteur ne dépasse pas 12 mm ;
- b) dans les murs de contreventement et les diaphragmes, le matériau de panneau est à base de bois et son épaisseur minimale est de  $4d$ , le diamètre  $d$  du clou ne dépassant pas 3,1 mm.

Si les exigences ci-dessus ne sont pas respectées, mais qu'une épaisseur minimale des éléments de  $8d$  et de  $3d$  pour les cas a) et b), respectivement, est assurée, il convient d'utiliser des valeurs réduites du coefficient de comportement  $q$ , indiquées dans le Tableau 8.2.

**Tableau 8.2 — Types de structure et limites supérieures réduites des coefficients de comportement**

Types de structure	Coefficient de comportement $q$
Portiques hyperstatiques avec assemblages brochés et boulonnés	2,5
Panneaux de murs cloués avec diaphragmes cloués	4,0

(5) Pour les structures ayant des propriétés différentes et indépendantes dans les deux directions horizontales, il y a lieu que le coefficient  $q$  à utiliser pour le calcul des effets de l'action sismique dans chacune des directions principales corresponde aux propriétés de la structure dans la direction considérée. Les coefficients à utiliser dans les deux directions peuvent être différents.

## 8.4 Analyse de la structure

- (1)P Le glissement des assemblages de la structure doit être pris en compte dans l'analyse.
- (2)P La valeur du module  $E_0$  sous charges instantanées (supérieure de 10 % à la valeur prise pour le court terme) doit être utilisée.
- (3) Les planchers diaphragmes peuvent être considérés comme rigides dans le modèle de structure sans autre vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :
- les règles de détail données en **8.5.3** pour les diaphragmes horizontaux sont appliquées ;
- et
- leurs ouvertures n'affectent pas de façon significative la rigidité d'ensemble en plan des planchers.

## 8.5 Règles de détail

### 8.5.1 Généralités

- (1)P Les règles données en **8.5.2** et **8.5.3** s'appliquent aux parties de structures résistant aux séismes, conçues selon le principe de comportement de structure dissipative (classe de ductilité M ou H).
- (2)P Les structures avec des zones dissipatives doivent être dimensionnées de telle sorte que ces zones soient situées principalement dans les parties de la structure où la plastification, le flambement local ou d'autres phénomènes dus au comportement hystérétique n'affectent pas la stabilité d'ensemble de la structure.

### 8.5.2 Règles de détail pour les assemblages

- (1)P Les éléments comprimés et leurs assemblages (par exemple, assemblages de charpentier), qui peuvent subir des ruptures sous l'effet des déformations dues à l'inversion des efforts, doivent être conçus de telle sorte qu'ils ne puissent pas se séparer et qu'ils restent dans leur position d'origine.
- (2)P Les boulons et les broches doivent être serrés et les trous ajustés. Des boulons ou des broches de diamètres  $d > 16$  mm ne doivent pas être utilisés pour les assemblages bois-bois et bois-métal, sauf s'ils sont associés à des connecteurs en bois.
- (3) Les broches, les clous lisses et les crampons ne doivent généralement pas être utilisés sans disposition complémentaire s'opposant à leur arrachement.
- (4) En cas de traction perpendiculaire au fil du bois, il convient d'adopter des dispositions complémentaires afin d'éviter le fendage (par exemple, plaques métalliques clouées ou plaques de recouvrement clouées).

### 8.5.3 Règles de détail pour les diaphragmes horizontaux

- (1)P Pour les diaphragmes horizontaux soumis aux actions sismiques, l'EN 1995-1-1:2004 s'applique, avec les modifications suivantes :
- le coefficient de majoration de 1,2 pour la résistance des connecteurs aux bords des plaques ne doit pas être utilisé ;
  - lorsque les plaques sont en quinconce, le coefficient de majoration de 1,5 pour l'espacement des clous le long des bords des panneaux discontinus ne doit pas être utilisé ;
  - la répartition des efforts tranchants dans les diaphragmes doit être évaluée en prenant en compte la position en plan des éléments verticaux résistant aux forces latérales.
- (2)P Tous les bords des panneaux de voile travaillant qui ne sont pas fixés sur des éléments structuraux doivent être supportés et fixés par des entretoises transversales placées entre les poutres en bois. Des entretoises doivent également être prévus dans les diaphragmes horizontaux, au-dessus des éléments verticaux résistant aux forces latérales (par exemple, les murs).
- (3)P La continuité des poutres, en incluant les chevêtres, doit être assurée dans les zones où les diaphragmes sont perturbés par des trémies.

(4)P En l'absence d'entretoises de même hauteur que les poutres, il convient que le rapport hauteur/largeur ( $h/b$ ) des poutres en bois, soit inférieur à 4.

(5)P Si  $a_g \cdot S \geq 0,2g$ , l'espacement des connecteurs dans les zones de discontinuité doit être réduit de 25 %, mais sans que cet espacement devienne inférieur à l'espacement minimal indiqué dans l'EN 1995-1:2004.

(6)P Lorsque, pour l'analyse de la structure, les planchers sont considérés comme rigides dans leur plan, il ne doit pas y avoir de changement de direction des poutres sur les appuis, lorsque des forces horizontales sont transmises aux éléments verticaux (par exemple, murs de contreventement).

## 8.6 Vérifications de sécurité

(1)P Les valeurs de résistance du matériau bois doivent être déterminées en tenant compte des valeurs  $k_{mod}$  pour les actions instantanées, conformément à l'EN 1995-1:2004.

(2)P Pour les vérifications à l'état limite ultime des structures dimensionnées selon le principe de comportement de structure faiblement dissipatif (classe de ductilité L), il faut appliquer les coefficients de sécurité partiels  $\gamma_M$  relatifs aux propriétés des matériaux, pour les combinaisons fondamentales d'actions de l'EN 1995.

(3)P Pour les vérifications à l'état limite ultime des structures dimensionnées selon le principe de comportement de structure dissipatif (classes de ductilité M ou H), il faut appliquer les coefficients de sécurité partiels  $\gamma_M$  relatifs aux propriétés des matériaux, pour les combinaisons accidentelles d'actions de l'EN 1995.

(4)P Afin de permettre la déformation plastique cyclique dans les zones dissipatives, tous les autres éléments de la structure et les assemblages doivent être dimensionnés avec une sur-résistance suffisante. Cette exigence s'applique particulièrement :

- aux tiges d'ancrage et à tous les assemblages avec des éléments supports massifs ;
  - aux assemblages entre les diaphragmes horizontaux et les éléments verticaux résistant aux forces latérales.
- (5) Les assemblages de charpentier ne présentent pas de risque de rupture fragile si la vérification de la contrainte de cisaillement conformément à l'EN 1995 est effectuée avec un coefficient partiel supplémentaire égal à 1,3.

## 8.7 Contrôle du dimensionnement et de l'exécution

(1)P Les dispositions de l'EN 1995 s'appliquent.

(2)P Les éléments structuraux suivants doivent être identifiés sur les plans de projet et il doit être prévu des spécifications de contrôle particulier d'exécution pour :

- les tiges d'ancrage et tous les assemblages avec les éléments de fondation ;
- les entretoises diagonales tendues en acier utilisées pour le contreventement ;
- les assemblages entre les diaphragmes horizontaux et les éléments verticaux de contreventement ;
- les assemblages entre les panneaux travaillant et l'ossature en bois dans les diaphragmes horizontaux et verticaux.

(3)P Le contrôle de l'exécution doit particulièrement porter sur les propriétés des matériaux et sur la précision de l'exécution.

## 9 Règles particulières aux bâtiments en maçonnerie

### 9.1 Domaine d'application

(1)P Le présent Article s'applique au dimensionnement des bâtiments en maçonnerie non armée, en maçonnerie chaînée et en maçonnerie armée, situés dans des zones sismiques.

(2)P Pour le dimensionnement des bâtiments en maçonnerie, l'EN 1996 s'applique. Les règles qui suivent viennent en complément de celles de l'EN 1996.

### 9.2 Matériaux et jointoiements

#### 9.2.1 Types de blocs de maçonnerie

(1) Il convient que les blocs de maçonnerie présentent une robustesse suffisante pour éviter les ruptures fragiles.

NOTE L'annexe nationale au présent document peut sélectionner les groupes de blocs de maçonnerie dans l'EN 1996-1:2004, Tableau 3.1, permettant de respecter l'alinéa (1) du présent paragraphe.

#### 9.2.2 Résistance minimale des blocs de maçonnerie

(1) Excepté dans les zones de faible sismicité, il convient que la résistance normalisée à la compression des blocs de maçonnerie, évaluée conformément à l'EN 772-1, ne soit pas inférieure aux valeurs minimales suivantes :

- perpendiculairement à la face de pose  $f_{b,min}$  ;
- parallèlement à la face de pose dans le plan du mur  $f_{bh,min}$ .

NOTE Les valeurs devant être attribuées à  $f_{b,min}$  et  $f_{bh,min}$  à utiliser dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. Les valeurs recommandées sont  $f_{b,min} = 5 \text{ N/mm}^2$  et  $f_{bh,min} = 2 \text{ N/mm}^2$ .

#### 9.2.3 Mortier

(1) Une résistance minimale,  $f_{m,min}$ , est requise pour le mortier, qui dépasse généralement la résistance minimale spécifiée dans l'EN 1996.

NOTE La valeur devant être attribuée à  $f_{m,min}$  à utiliser dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est  $f_{m,min} = 5 \text{ N/mm}^2$  pour la maçonnerie non armée ou chaînée et  $f_{m,min} = 10 \text{ N/mm}^2$  pour la maçonnerie armée.

#### 9.2.4 Jointoiement de la maçonnerie

(1) Il existe trois classes de joints pour les blocs de maçonnerie :

- a) les joints entièrement remplis de mortier ;
- b) les joints non remplis ;
- c) les joints non remplis avec dispositif d'emboîtement mécanique entre blocs de maçonnerie.

NOTE L'annexe nationale au présent document peut spécifier lesquelles parmi les classes ci-dessus peuvent être utilisées dans un pays ou des parties du pays.

### 9.3 Types de construction et coefficients de comportement

(1) En fonction du type de maçonnerie utilisé pour les éléments résistant aux séismes, il convient de classer les bâtiments en maçonnerie dans un des types de construction suivants :

- a) constructions en maçonnerie non armée ;
- b) constructions en maçonnerie chaînée ;
- c) constructions en maçonnerie armée.

NOTE 1 Les constructions comportant des systèmes en maçonnerie qui fournissent une meilleure ductilité de la structure sont également incluses (voir note 2 du Tableau 9.1).

NOTE 2 Les ossatures avec maçonnerie de remplissage ne sont pas traitées dans le présent Article.

(2) En raison de sa faible résistance à la traction et de sa faible ductilité, la maçonnerie non armée conforme aux dispositions de l'EN 1996 uniquement est considérée comme offrant une capacité de dissipation limitée (DCL) et il convient d'en limiter l'utilisation, sous réserve que l'épaisseur effective des murs,  $t_{ef}$ , ne soit pas inférieure à une valeur minimale,  $t_{ef,min}$ .

NOTE 1 Les conditions dans lesquelles une maçonnerie non armée conforme aux dispositions de l'EN 1996 uniquement peut être utilisée dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. Son utilisation n'est recommandée que dans les cas de faible sismicité (voir **3.2.1(4)**).

NOTE 2 La valeur devant être attribuée à  $t_{ef,min}$  à utiliser dans un pays pour une maçonnerie non armée conforme aux dispositions de l'EN 1996 uniquement, peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. Les valeurs recommandées de  $t_{ef,min}$  sont celles de la seconde colonne, 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> ligne du Tableau 9.2.

(3) Pour les raisons indiquées dans l'alinéa (2) ci-dessus, une maçonnerie non armée conforme aux dispositions de présent Eurocode ne peut pas être utilisée si la valeur de  $a_{g,S}$  dépasse une certaine limite  $a_{g,urm}$ .

NOTE La valeur devant être attribuée à  $a_{g,urm}$  à utiliser dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. Il convient que cette valeur ne soit pas inférieure à la valeur correspondant au seuil des cas de faible sismicité. Il y a lieu que la valeur devant être attribuée à  $a_{g,urm}$  soit cohérente avec les valeurs adoptées pour la résistance minimale des éléments en maçonnerie,  $f_{b,min}$ ,  $f_{bh,min}$  et du mortier,  $f_{m,min}$ . Pour les valeurs recommandées dans les notes de **9.2.2** et **9.2.3**, la valeur recommandée de  $a_{g,urm}$  est 0,20g.

(4) Pour les types a) à c), les fourchettes de valeurs admissibles de la limite supérieure du coefficient de comportement  $q$  sont indiqués dans le Tableau 9.1.

**Tableau 9.1 — Types de construction et limite supérieure de la valeur du coefficient de comportement**

Type de construction	Coefficient de comportement $q$
Maçonnerie non armée conforme uniquement à l'EN 1996 (recommandée uniquement dans les cas de faible sismicité)	1,5
Maçonnerie non armée conforme à l'EN 1998-1	1,5 – 2,5
Maçonnerie chaînée	2,0 – 3,0
Maçonnerie armée	2,5 – 3,0

NOTE 1 Les limites supérieures des valeurs devant être attribuées à  $q$  à utiliser dans un pays (dans les intervalles du Tableau 9.1) peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. Les valeurs recommandées de  $q$  sont les limites inférieures des intervalles indiqués dans le Tableau 9.1.

NOTE 2 Pour les bâtiments construits avec des systèmes en maçonnerie qui procurent à la structure une ductilité améliorée, des valeurs particulières du coefficient de comportement  $q$  peuvent être utilisées, sous réserve que ces systèmes et les valeurs de  $q$  associées soient vérifiés expérimentalement. Les valeurs attribuées à  $q$  pour de tels bâtiments, devant être utilisées dans un pays, peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document.

(5) Si le bâtiment n'est pas régulier en élévation (voir **4.2.3.3**), il convient de réduire de 20 % les valeurs de  $q$  données dans le Tableau 9.1, sans qu'il soit nécessaire de les prendre inférieures à  $q = 1,5$  (voir **4.2.3.1(7)** et Tableau 4.1).

## 9.4 Analyse de la structure

(1)P Le modèle de structure pour l'analyse du bâtiment doit être représentatif de la rigidité du système, dans son ensemble.

(2)P La rigidité des éléments de structure doit être évaluée en prenant en compte leur déformabilité en flexion et au cisaillement et, si nécessaire, vis-à-vis de l'effort normal. La rigidité élastique non fissurée peut être utilisée pour l'analyse ou, de préférence et de manière plus réaliste, la rigidité fissurée, afin de tenir compte de l'influence de la fissuration sur les déformations et de mieux évaluer la pente de la première branche du modèle bilinéaire force-déformation pour l'élément de structure.

(3) En l'absence d'évaluation précise des propriétés de rigidité, démontrée par une analyse précise, la rigidité fissurée en flexion et au cisaillement peut être prise comme la moitié de la rigidité élastique non fissurée de la section brute.

(4) Dans le modèle de structure, la maçonnerie harpée peut être prise en compte comme participant au linteau entre deux éléments de mur, si elle est liée de façon continue aux murs adjacents et si est liaisonnée au chaînage du plancher ainsi qu'au linteau situé en dessous.

(5) Si le modèle de structure prend en compte les linteaux, une analyse en portique peut être utilisée pour déterminer les effets des actions dans les éléments verticaux et horizontaux de la structure.

(6) La répartition de l'effort tranchant à la base entre les différents murs, obtenue par l'analyse linéaire décrite dans l'Article 4, peut être modifiée, à condition que :

- a) l'équilibre global soit respecté (c'est-à-dire que le même effort tranchant total à la base et la même position de la résultante sont obtenus) ;
- b) l'effort tranchant des différents murs n'est pas réduit de plus de 25 % ni augmenté de plus de 33% ; et
- c) les conséquences de la redistribution sur le ou les diaphragmes sont prises en compte.

## 9.5 Critères de dimensionnement et règles de construction

### 9.5.1 Généralités

(1)P Les bâtiments en maçonnerie doivent être constitués de planchers et de murs liaisonnés dans les deux directions horizontales orthogonales et dans la direction verticale.

(2)P Les liaisons entre les planchers et les murs doivent comporter des tirants en acier ou des chaînages périphériques adéquats en béton armé.

(3) Tout type de plancher peut être utilisé, à condition que les exigences générales relatives à la continuité et à la fonction de diaphragme soient respectées.

(4)P Des murs de contreventement doivent être prévus dans au moins deux directions orthogonales.

(5) Il convient que les murs de contreventement respectent certaines exigences géométriques, à savoir :

- a) l'épaisseur effective des murs de contreventement,  $t_{ef}$ , ne peut pas être inférieure à une valeur minimale,  $t_{ef,min}$  ;
- b) le rapport  $h_{ef}/t_{ef}$  entre la hauteur effective du mur (voir l'EN 1996-1-1:2004) et son épaisseur effective, ne peut pas dépasser une valeur maximale,  $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$  ; et
- c) le rapport entre la longueur du mur,  $l$ , et la hauteur libre maximale,  $h$ , des ouvertures adjacentes au mur, ne peut pas être inférieure à une valeur minimale,  $(l/h)_{min}$ .

NOTE Les valeurs devant être attribuées à  $t_{ef,min}$ ,  $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$  et  $(l/h)_{min}$  à utiliser dans un pays, peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. Les valeurs recommandées pour  $t_{ef,min}$ ,  $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$  et  $(l/h)_{min}$  sont indiquées dans le Tableau 9.2.

**Tableau 9.2 — Exigences géométriques recommandées pour les murs de contreventement**

Type de maçonnerie	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
non armée, avec blocs en pierres naturelles	350	9	0,5
non armée, avec tout autre type de bloc	240	12	0,4
non armée, avec tout autre type de bloc, en cas de faible sismicité	170	15	0,35
maçonnerie chaînée	240	15	0,3
maçonnerie armée	240	15	pas de restriction

Les notations utilisées ont les significations suivantes :

$t_{ef}$  épaisseur du mur (voir l'EN 1996-1-1:2004) ;

$h_{ef}$  hauteur effective du mur (voir l'EN 1996-1-1:2004) ;

$h$  hauteur libre maximale des ouvertures adjacentes au mur ;

$l$  longueur du mur.

(6) Les murs de contreventement non conformes aux exigences géométriques minimales de l'alinéa (5) du présent paragraphe peuvent être considérés comme des éléments sismiques secondaires. Il convient qu'ils respectent 9.5.2(1) et (2).

### 9.5.2 Exigences complémentaires pour la maçonnerie non armée conforme à l'EN 1998-1

(1) Il convient de placer des poutres horizontales en béton ou des chaînages en acier dans le plan du mur au niveau de chaque plancher et dans tous les cas avec un espacement qui ne dépasse pas 4 m. Il y a lieu que ces poutres ou chaînages forment des éléments de liaison continus, physiquement reliés les uns aux autres.

NOTE Il est essentiel de disposer des poutres ou des chaînage sur l'ensemble de la périphérie.

(2) Il convient que les armatures longitudinales des poutres horizontales en béton aient une section totale minimale de 200 mm<sup>2</sup>.

### 9.5.3 Exigences complémentaires pour la maçonnerie chaînée

(1)P Les chaînages horizontaux et verticaux doivent être liés entre eux et ancrés aux éléments du système structural principal.

(2)P Afin d'obtenir une adhérence effective entre les chaînages et la maçonnerie, le béton des chaînages doit être coulé après exécution de la maçonnerie.

(3) Les dimensions de la section transversale des chaînages horizontaux et verticaux ne doivent pas être inférieures à 150 mm. Dans les murs à double paroi, il convient que l'épaisseur des chaînages assure la liaison des deux parois et leur confinement effectif.

(4) Il convient de placer les chaînages verticaux :

- aux bords libres de chaque élément de mur de la structure ;
- de chaque côté des ouvertures pratiquées dans les murs, dont la surface est supérieure à 1,5 m<sup>2</sup> ;
- si nécessaire à l'intérieur du mur pour que l'espacement entre les chaînages ne dépasse pas 5 m ;
- à chaque intersection entre les murs de structure, lorsque les chaînages imposés par les règles ci-dessus sont distants de plus 1,5 m.

(5) Les chaînages horizontaux doivent être placés dans le plan du mur, au niveau de chaque plancher, et en aucun cas avec un espacement vertical supérieur à 4 m.

(6) La section transversale des armatures longitudinales des chaînages ne doit pas être inférieure à 300 mm<sup>2</sup> ni représenter moins de 1 % de la section transversale du chaînage.

(7) Il convient de prévoir des étriers de 5 mm de diamètre au minimum et espacés de 150 mm au maximum, autour des armatures longitudinales.

(8) Il convient que l'acier de béton armé appartienne aux classes B ou C conformément à l'EN 1992-1-1:2004, Tableau C.1.

(9) Les recouvrements des armatures ne peuvent pas être inférieurs à 60 diamètres de barre en longueur.

### 9.5.4 Exigences complémentaires pour la maçonnerie armée

(1) Il convient de placer des armatures horizontales dans les joints horizontaux ou dans des gorges créées à cet effet dans les blocs, l'espacement vertical ne dépassant pas 600 mm.

(2) Il convient que les blocs de maçonnerie avec des évidements permettent de loger les armatures nécessaires des linteaux et des allèges.

(3) Il y a lieu d'utiliser des armatures en acier d'un diamètre au moins égal à 4 mm pour encadrer les barres verticales aux extrémités du mur.

(4) Il convient que le pourcentage minimal d'armatures horizontales dans les murs, rapporté à la section brute, ne soit pas inférieur à 0,05 %.

(5)P On doit éviter de disposer des pourcentages trop élevés d'armatures horizontales, qui peuvent conduire à la rupture par compression des blocs avant plastification de l'acier.

- (6) Il convient que le pourcentage minimal d'armatures verticales dans les murs, rapporté à la section brute horizontale du mur, ne soit pas inférieur à 0,08 %.
- (7) Il convient de placer les armatures verticales dans des empochements, des évidements ou des trous prévus à cet effet dans les éléments.
- (8) Il convient de disposer des armatures verticales avec une section transversale au moins égale à 200 mm<sup>2</sup> :
- aux deux bords libres de chaque élément de mur ;
  - à chaque intersection de mur ;
  - à l'intérieur du mur, de manière à ne pas dépasser un espacement de 5 m entre les armatures.
- (9) **9.5.3(7), (8) et (9)** s'appliquent.
- (10)P Les allèges et les linteaux doivent être régulièrement reliés à la maçonnerie des murs adjacents par des armatures horizontales.

## 9.6 Vérification de sécurité

- (1)P Une vérification de la sécurité du bâtiment vis-à-vis de l'effondrement doit être faite, sauf pour les bâtiments satisfaisant aux règles concernant les «bâtiments simples en maçonnerie» indiquées en **9.7.2**.
- (2)P Pour la vérification de la sécurité vis-à-vis de l'effondrement, la résistance de calcul de chaque élément de structure doit être évaluée conformément à l'EN 1996-1-1:2004.
- (3) Pour les vérifications à l'état limite ultime dans la situation sismique de calcul, il convient d'utiliser les coefficients partiels  $\gamma_M$  pour les propriétés de la maçonnerie et  $\gamma_S$  pour l'acier de béton armé.

NOTE Les valeurs devant être attribuées aux coefficients partiels de matériaux  $\gamma_M$  et  $\gamma_S$  à utiliser dans un pays dans la situation sismique de calcul peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée pour  $\gamma_M$  est 2/3 de la valeur spécifiée dans l'annexe nationale de l'EN 1996-1-1:2004, sans qu'elle soit inférieure à 1,5. La valeur recommandée pour  $\gamma_S$  est 1,0.

## 9.7 Règles pour les «bâtiments simples en maçonnerie»

### 9.7.1 Généralités

- (1) Les bâtiments appartenant aux catégories d'importance I ou II et respectant les dispositions de **9.2**, **9.5** et **9.7.2** peuvent être classés comme des «bâtiments simples en maçonnerie».
- (2) Pour ce type de bâtiment, une vérification de la sécurité selon **9.6** n'est pas obligatoire.

### 9.7.2 Règles

- (1) Selon le produit de  $a_g \cdot S$  du site et le type de construction, il convient de limiter le nombre  $n$  d'étages admissible au dessus du sol et il convient de mettre en place des murs de contreventement dans deux directions orthogonales, avec une aire de section transversale totale minimale,  $A_{\min}$ , dans chaque direction. L'aire de la section transversale minimale est exprimée comme un pourcentage minimal,  $p_{A,\min}$ , de la surface totale par étage.

NOTE Les valeurs devant être attribuées à  $n$  et à  $p_{A,\min}$  à utiliser dans un pays peuvent être trouvées dans l'annexe nationale au présent document. Les valeurs recommandées sont indiquées dans le Tableau 9.3. Ces valeurs, qui dépendent également d'un coefficient correcteur  $k$ , sont fondées sur une résistance minimale des éléments de 12 N/mm<sup>2</sup> pour la maçonnerie non armée et de 5 N/mm<sup>2</sup> pour les maçonneries chaînée et armée.

Pour les bâtiments où au moins 70 % des murs de contreventement considérés ont une longueur supérieure à 2 m, le coefficient  $k$  est donné par :  $k = 1 + (l_{av} - 2)/4 \leq 2$ , où  $l_{av}$  est la longueur moyenne, exprimée en m, des murs de contreventement considérés. Dans les autres cas,  $k = 1$ .

Indépendamment de la valeur de  $k$ , il y a lieu de respecter la limitation d'utilisation de la maçonnerie non armée donnée en **9.3(3)**.

L'annexe nationale au présent document peut comporter d'autres indications pour des résistances différentes des éléments de maçonnerie, des types de constructions différents ou d'autres usages de  $k$ .

**Tableau 9.3 — Nombre maximal admissible recommandé d'étages au-dessus du sol et aire minimale des murs de contreventement pour les «bâtiments simples en maçonnerie»**

Accélération sur site $a_g \cdot S$		$\leq 0,07k g$	$\leq 0,10k g$	$\leq 0,15k g$	$\leq 0,20k g$
Type de construction	Nombre d'étages ( $n$ ) **)	Somme minimale de sections transversales de murs de contreventement horizontaux dans chaque direction, en pourcentage de la surface totale par étage ( $p_{A,min}$ )			
Maçonnerie non armée	1	2,0 %	2,0 %	3,5 %	n/a
	2	2,0 %	2,5 %	5,0 %	n/a
	3	3,0 %	5,0 %	n/a	n/a
	4	5,0 %	n/a *)	n/a	n/a
Maçonnerie chaînée	2	2,0 %	2,5 %	3,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	3,0 %	4,0 %	n/a
	4	4,0 %	5,0 %	n/a	n/a
	5	6,0 %	n/a	n/a	n/a
Maçonnerie armée	2	2,0 %	2,0 %	2,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	2,0 %	3,0 %	5,0 %
	4	3,0 %	4,0 %	5,0 %	n/a
	5	4,0 %	5,0 %	n/a	n/a

\*) n/a signifie «non acceptable».

\*\*) L'espace du toit (comble) au-dessus des étages complets n'est pas pris en compte dans le nombre d'étages.

(2) Il convient que la configuration en plan du bâtiment respecte les conditions suivantes :

- a) il convient que la forme en plan soit approximativement régulière ;
- b) il convient que le rapport entre les longueurs du petit et du grand côté en plan ne soit pas inférieur à une valeur minimale,  $\lambda_{min}$ .

NOTE La valeur devant être attribuée à  $\lambda_{min}$  à utiliser dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée de  $\lambda_{min}$  est 0,25.

- c) il convient que les parties en saillie ou en retrait, par rapport à la forme rectangulaire, n'aient pas une dimension supérieure à un pourcentage  $p_{max}$  de la surface totale au-dessus du niveau considéré.

NOTE La valeur devant être attribuée à  $p_{max}$  à utiliser dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée de  $p_{max}$  est 15 %.

(3) Il convient que les murs de contreventement du bâtiment respectent toutes les conditions suivantes :

- a) il convient que le bâtiment soit raidi par des murs de contreventement disposés suivant deux directions orthogonales de manière presque symétrique au plan ;
- b) il convient que, au minimum, deux murs parallèles soient placés suivant chacune des deux directions horizontales orthogonales, la longueur de chaque mur étant supérieure à 30 % de la longueur du bâtiment dans la direction considérée ;
- c) il convient que, dans une direction donnée, la distance entre les murs soit supérieure à 75 % de la longueur du bâtiment dans l'autre direction ;
- d) il convient qu'au moins 75 % des charges verticales soient portées par les murs de contreventement ;
- e) il convient que les murs de contreventement soient continus depuis le sommet jusqu'à la base du bâtiment.

(4) Dans les zones de faible sismicité (voir **3.2.1(4)**), la longueur de mur exigée dans l'alinéa **(3)b** du présent paragraphe peut être constituée par la longueur cumulée des murs de contreventement (voir **9.5.1(5)**) selon un axe, entre ouvertures. Dans ce cas, il convient qu'au moins un mur de contreventement dans chaque direction ait une longueur / supérieure ou égale à celle correspondant à deux fois la valeur minimale de  $l/h$  définie en **9.5.1(5)c**.

(5) Il convient que, dans chaque direction principale horizontale, les différences de masses et de sections horizontales des murs de contreventement entre deux étages successifs soient limitées à des valeurs maximales  $\Delta_{m,max}$  et  $\Delta_{A,max}$  respectivement.

NOTE La valeur devant être attribuée à  $\Delta_{m,max}$  et  $\Delta_{A,max}$  à utiliser dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée sont  $\Delta_{m,max} = 20\%$  et  $\Delta_{A,max} = 20\%$ .

(6) Pour les bâtiments en maçonnerie non armée, il convient que les murs situés dans une direction soient liaisonnés avec les murs disposés suivant la direction perpendiculaire, avec un espacement maximal de 7 m.

## 10 Isolation à la base

### 10.1 Domaine d'application

(1)P Le présent Article traite du dimensionnement des structures sur appuis parasismiques (sismiquement isolées) dans lesquelles le système d'isolation, situé en dessous de la masse principale de la structure, est destiné à réduire la réponse sismique du système de contreventement.

(2) La réduction de la réponse sismique du système de contreventement peut être obtenue en augmentant la période fondamentale de la structure sismiquement isolée, en modifiant la forme du mode fondamental et en augmentant l'amortissement, ou à l'aide d'une combinaison de ces effets. Le système d'isolation peut être constitué de ressorts et/ou d'amortisseurs linéaires ou non linéaires.

(3) Des règles particulières concernant l'isolation de la base des bâtiments sont indiquées dans le présent Article.

(4) Le présent Article ne couvre pas les systèmes de dissipation d'énergie passifs qui ne sont pas disposés sur une interface unique mais sont répartis sur plusieurs étages ou niveaux de la structure.

### 10.2 Définitions

(1)P Les termes suivants sont utilisés dans le présent Article avec les significations suivantes :

#### **système d'isolation**

ensemble des composants utilisés pour fournir une isolation sismique, disposés au dessus de l'interface d'isolation.

NOTE Ils sont généralement situés en dessous de la masse principale de la structure.

#### **interface d'isolation**

surface qui sépare l'infrastructure de la superstructure et où se situe le système d'isolation.

NOTE L'emplacement de l'interface d'isolation à la base de la structure est le mode le plus général dans les bâtiments, les réservoirs et les silos. Dans les ponts, le système d'isolation est généralement combiné avec les appuis et l'interface d'isolation se situe entre le tablier et les piles ou les culées.

#### **dispositifs ou unités d'isolation**

éléments constituant le système d'isolation.

Les dispositifs considérés dans le présent Article se composent d'appuis en élastomère fretté, de dispositifs élasto-plastiques, d'amortisseurs visqueux ou à frottement, de pendules et d'autres dispositifs dont le comportement est conforme à **10.1(2)**. Chaque unité fournit une ou une combinaison des fonctions suivantes :

- une capacité portante verticale combinée avec une flexibilité latérale accrue et une rigidité verticale élevée ;
- une dissipation d'énergie, soit hystérétique, soit visqueuse ;
- une capacité de recentrage ;
- une capacité à s'opposer (rigidité élastique suffisante) aux charges latérales de service non sismiques.

#### **infrastructure**

partie de la structure située sous l'interface d'isolation, y compris les fondations.

NOTE La flexibilité latérale de la ou des infrastructures est généralement négligeable par rapport à celle du système d'isolation, mais ce n'est pas toujours le cas (par exemple pour les ponts).

#### **superstructure**

partie de la structure isolée et située au-dessus de l'interface d'isolation.

#### **isolation totale**

la superstructure est entièrement isolée si, dans la situation sismique de calcul, elle reste à l'intérieur du domaine élastique. Dans le cas contraire, la superstructure est partiellement isolée.

### **centre de rigidité effectif**

centre de rigidité calculé à la face supérieure de l'interface d'isolation, c'est-à-dire y compris la flexibilité des unités d'isolation et de la ou des infrastructures.

NOTE Dans les bâtiments, les réservoirs et les structures similaires, la flexibilité de l'infrastructure peut être négligée pour la détermination de ce point, qui coïncide alors avec le centre de rigidité des unités isolation.

### **déplacement de calcul** (du système d'isolation dans une direction principale)

déplacement horizontal maximal du centre de rigidité effectif entre le sommet de l'infrastructure et la base de la superstructure, se produisant sous l'effet de l'action sismique de calcul.

### **déplacement de calcul total** (d'une unité d'isolation dans une direction principale)

déplacement horizontal maximal à l'emplacement de l'unité, comprenant le déplacement dû au déplacement de calcul et celui dû à la rotation globale de torsion autour de l'axe vertical.

### **rigidité effective** (du système d'isolation dans une direction principale)

rapport entre la valeur de la force horizontale totale transmise au niveau de l'interface d'isolation lorsque le déplacement de calcul se produit dans la même direction, et la valeur absolue de ce déplacement de calcul (rigidité sécante).

NOTE La rigidité effective est généralement obtenue par une analyse dynamique itérative.

### **période effective**

période fondamentale, dans la direction considérée, d'un système à un seul degré de liberté ayant la masse de la superstructure et une rigidité égale à la rigidité effective du système d'isolation.

### **amortissement effectif** (du système d'isolation dans une direction principale)

valeur de l'amortissement visqueux correspondant à l'énergie dissipée par le système d'isolation lors de la réponse cyclique au déplacement de calcul.

## **10.3 Exigences fondamentales**

(1)P Les exigences fondamentales de **2.1** et des Parties correspondantes du présent Eurocode, en fonction du type de structure considéré, doivent être respectées.

(2)P Une plus grande fiabilité est nécessaire pour les dispositifs d'isolation. Celle-ci doit être obtenue en appliquant un coefficient de majoration  $\gamma_x$  sur les déplacements de chaque unité.

NOTE La valeur devant être attribuée à  $\gamma_x$  à utiliser dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document, selon le type de dispositif d'isolation employé. Pour les bâtiments, la valeur recommandée de  $\gamma_x$  est 1,2.

## **10.4 Critères de conformité**

(1)P Afin de se conformer aux exigences fondamentales, les états limites définis en **2.2.1(1)** doivent être vérifiés.

(2)P À l'état de limitation des dommages, tous les réseaux vitaux traversant les joints autour de la structure isolée doivent rester dans le domaine élastique.

(3) Dans les bâtiments, à l'état de limitation des dommages, il convient de limiter le déplacement entre étages dans l'infrastructure et dans la superstructure conformément à **4.4.3.2**.

(4)P À l'état limite ultime, la capacité ultime des dispositifs d'isolation en termes de résistance et de déformabilité ne doit pas être dépassée, avec les coefficients partiels pertinents (voir **10.10(6)P**).

(5) Seule l'isolation totale est considérée dans le présent Article.

(6) Bien qu'il puisse être acceptable que, dans certains cas, l'infrastructure présente un comportement inélastique, il est considéré dans le présent Article qu'elle reste dans le domaine élastique.

(7) À l'état limite ultime, les dispositifs d'isolation peuvent atteindre leur capacité ultime, alors que la superstructure et l'infrastructure restent dans le domaine élastique. Le dimensionnement en capacité et les dispositions constructives permettant d'assurer la ductilité ne sont alors pas nécessaires pour la superstructure comme pour l'infrastructure.

(8)P À l'état limite ultime, les conduites de gaz et autres réseaux dangereux traversant les joints qui séparent la superstructure du sol ou des constructions environnantes, doivent être dimensionnées pour assurer en toute sécurité le déplacement relatif entre la superstructure isolée et le sol ou les constructions environnantes, en prenant en compte le coefficient  $\gamma_x$  défini en **10.3(2)P**.

## 10.5 Dispositions générales de dimensionnement

### 10.5.1 Dispositions générales concernant les dispositifs d'isolation

(1)P Il doit être prévu un espace suffisant entre la superstructure et l'infrastructure, ainsi que toute autre disposition nécessaire, afin de pouvoir inspecter, entretenir et remplacer les dispositifs d'isolation pendant la durée de vie de la structure.

(2) Si nécessaire, il convient de protéger les dispositifs d'isolation contre des effets potentiellement dangereux, tels que l'incendie, les attaques chimiques ou biologiques.

(3) Il y a lieu que les matériaux utilisés pour le dimensionnement et la construction des dispositifs d'isolation soient conformes aux normes existantes concernées.

### 10.5.2 Contrôle des mouvements indésirables

(1) Pour réduire au minimum les effets de torsion, il convient que le centre de rigidité effectif et le centre d'amortissement du système d'isolation soient aussi proches que possible de la projection du centre de gravité sur l'interface d'isolation.

(2) Pour réduire au minimum un comportement différent des dispositifs d'isolation, il y a lieu que la contrainte de compression induite dans ces dispositifs par les actions permanentes soit aussi uniforme que possible.

(3)P Les dispositifs d'isolation doivent être fixés à la superstructure et à l'infrastructure.

(4)P Le système d'isolation doit être dimensionné de telle sorte que les chocs et les mouvements de torsion potentiels soient contrôlés par des mesures appropriées.

(5) L'exigence de l'alinéa **(4)P** concernant les chocs est considérée comme satisfaite si les effets potentiels des chocs sont évités au moyen de dispositifs appropriés (par exemple, amortisseurs, absorbeurs de chocs, etc.).

### 10.5.3 Contrôle des mouvements sismiques différentiels du sol

(1) Il convient que les éléments structuraux situés au dessus et en dessous de l'interface d'isolation soient suffisamment rigides dans les directions horizontale et verticale, de manière à réduire au minimum les effets des déplacements sismiques différentiels du sol. Ceci ne s'applique pas aux ponts ni aux structures élevées, où les pieux et les piles situés sous l'interface d'isolation peuvent être déformables.

(2) Dans les bâtiments, l'alinéa **(1)** du présent paragraphe est considéré comme satisfait si toutes les conditions suivantes sont respectées :

a) un diaphragme rigide est prévu au-dessus ou en dessous du système d'isolation. Il est composé d'une dalle en béton armé ou d'une grille de longrines, conçues pour prendre en compte tous les modes concernés de flambement local et global. Ce diaphragme rigide n'est pas nécessaire si les structures se composent de structures rigides emboîtées les unes dans les autres ;

b) les dispositifs constituant le système d'isolation sont fixés à leurs deux extrémités aux diaphragmes rigides définis ci-dessus, soit directement, ou, si ce n'est pas possible, au moyen d'éléments verticaux dont le déplacement horizontal relatif dans la situation sismique de calcul doit être inférieur à 1/20 du déplacement relatif du système d'isolation.

#### 10.5.4 Contrôle des déplacements par rapport au sol et aux constructions environnantes

(1)P Un espace suffisant doit être prévu entre la superstructure isolée et le sol ou les constructions environnantes, afin de permettre son déplacement dans toutes les directions dans la situation sismique de calcul.

#### 10.5.5 Conception des bâtiments isolés à leur base

(1) Il convient de fonder les principes de dimensionnement des bâtiments isolés à leur base sur les principes de l'Article 2 et du paragraphe 4.2, avec les dispositions complémentaires indiquées dans le présent Article.

### 10.6 Action sismique

(1)P Il doit être supposé que les deux composantes horizontale et la composante verticale de l'action sismique agissent simultanément.

(2) Chaque composante de l'action sismique est définie en 3.2, par le spectre élastique adaptées aux conditions locales et l'accélération de calcul au niveau du sol,  $a_g$ .

(3) Dans les bâtiments de la catégorie d'importance IV, il convient également de prendre en compte les spectres spécifiques au site, prenant en compte les effets proches de la source, si le bâtiment est situé à une distance inférieure à 15 km de la faille potentiellement active la plus proche, avec une magnitude  $M_s \geq 6,5$ . Il convient que ces spectres ne soient pas pris inférieurs aux spectres normalisés définis dans l'alinéa (2) du présent paragraphe.

(4) Pour les bâtiments, les combinaisons des composantes de l'action sismique sont données en 4.3.3.5.

(5) Si des analyses temporelles sont nécessaires, il convient d'utiliser au moins trois enregistrements du mouvement de sol, conformes aux exigences de 3.2.3.1 et 3.2.3.2.

### 10.7 Coefficient de comportement

(1)P Sauf indication contraire donnée en 10.10(5), la valeur du coefficient de comportement doit être prise égale à  $q = 1$ .

### 10.8 Propriétés du système d'isolation

(1)P Les valeurs des propriétés physiques et mécaniques du système d'isolation devant être utilisées dans l'analyse doivent être les valeurs les plus défavorables atteintes pendant la durée de vie de la structure. Elles doivent refléter, le cas échéant, l'influence :

- de la vitesse de chargement ;
- de l'amplitude de la charge verticale simultanée ;
- de l'amplitude de la charge horizontale dans la direction transversale ;
- de la température ;
- de l'évolution des propriétés au cours de la durée de service prévue.

(2) Il convient d'évaluer les accélérations et les forces d'inertie induites par le séisme, en prenant en compte la valeur maximale de la rigidité et la valeur minimale des coefficients d'amortissement et de frottement.

(3) Il y a lieu d'évaluer les déplacements en prenant en compte la valeur minimale de la rigidité et des coefficients d'amortissement et de frottement.

(4) Dans les bâtiments de catégorie d'importance I et II, des valeurs moyennes des propriétés physiques et mécaniques peuvent être utilisées, sous réserve que les valeurs extrêmes (maximale ou minimale) ne diffèrent pas de plus de 15 % des valeurs moyennes.

## 10.9 Analyse de la structure

### 10.9.1 Généralités

(1)P La réponse dynamique du système structural doit être analysée en termes d'accélération, de forces d'inertie et de déplacements.

(2)P Dans les bâtiments, les effets de torsion, y compris les effets de l'excentricité accidentelle définie en **4.3.2**, doivent être pris en compte.

(3) Il convient que la modélisation du système d'isolation reflète, avec une précision suffisante, la répartition spatiale des unités d'isolation, de manière à prendre en compte de manière adéquate la translation dans les deux directions horizontales, les effets de renversement correspondants et la rotation autour de l'axe vertical. La modélisation doit généralement refléter de manière appropriée les propriétés des différents types d'unités utilisés dans le système d'isolation.

### 10.9.2 Analyse linéaire équivalente

(1) Sous réserve des conditions de l'alinéa **(5)** du présent paragraphe, le système d'isolation peut être modélisé par un comportement viscoélastique linéaire équivalent s'il se compose de dispositifs tels que des appuis en élastomère fretté, ou par un comportement hystérétique bilinéaire s'il se compose de dispositifs de type élasto-plastique.

(2) Si un modèle linéaire équivalent est utilisé, il convient d'utiliser la rigidité effective de chaque unité d'isolation (c'est-à-dire la valeur sécante de la rigidité au déplacement de calcul total  $d_{db}$ ), en respectant les dispositions de **10.8(1)P**. La rigidité effective  $K_{eff}$  du système d'isolation est la somme des rigidités effectives des unités d'isolation.

(3) Si un modèle linéaire équivalent est utilisé, il convient d'exprimer la dissipation d'énergie du système d'isolation par un amortissement visqueux équivalent, «l'amortissement effectif» ( $\xi_{eff}$ ). Il y a lieu d'exprimer la dissipation de l'énergie dans les appuis à partir de l'énergie mesurée, dissipée cycliquement à une fréquence comprise dans le domaine des fréquences naturelles des modes considérées. Pour des modes plus élevés situés en dehors de ce domaine, il convient que le rapport d'amortissement modal de l'ensemble de la structure soit celui d'une superstructure à base fixe.

(4) Lorsque la rigidité effective ou l'amortissement effectif de certaines unités d'isolation dépend du déplacement de calcul  $d_{dc}$ , il convient d'appliquer une procédure itérative, jusqu'à ce que la différence entre la valeur supposée et la valeur calculée de  $d_{dc}$  ne dépasse pas 5 % de la valeur supposée.

(5) Le comportement du système d'isolation peut être considéré comme linéaire équivalent si toutes les conditions suivantes sont respectées :

- a) la rigidité effective du système d'isolation, telle que définie dans l'alinéa **(2)** du présent paragraphe, est au moins égale à 50 % de la rigidité effective à un déplacement de  $0,2 d_{dc}$  ;
- b) le pourcentage d'amortissement effectif, tel que défini dans l'alinéa **(3)** du présent paragraphe, ne dépasse pas 30 % ;
- c) les caractéristiques force/déplacement du système d'isolation ne varient pas de plus de 10 % en fonction de la vitesse de chargement ou des charges verticales ;
- d) l'augmentation de la force de rappel dans le système d'isolation pour des déplacements compris entre  $0,5 d_{dc}$  et  $d_{dc}$  est au moins égale à 2,5 % de la charge gravitaire totale au-dessus du système d'isolation.

(6) Si le comportement du système d'isolation est considéré comme linéaire équivalent et que l'action sismique est définie au moyen du spectre élastique comme indiqué en **10.6(2)**, il convient d'effectuer une correction d'amortissement conformément à **3.2.2.2(3)**.

### 10.9.3 Analyse linéaire simplifiée

(1) La méthode d'analyse linéaire simplifiée considère deux translations dynamiques horizontales et superpose des effets statiques de la torsion. Elle suppose que la superstructure est un solide rigide en translation au-dessus du système d'isolation, sous réserve des conditions des alinéas (2) et (3) du présent paragraphe. La période de translation effective est alors :

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{\text{eff}}}} \quad \dots (10.1)$$

avec :

$M$  masse de la superstructure ;

$K_{\text{eff}}$  rigidité horizontale effective du système d'isolation, telle que définie en 10.9.2(2).

(2) Le mouvement de torsion autour de l'axe vertical peut être négligé dans l'évaluation de la rigidité horizontale effective et dans l'analyse linéaire simplifiée si, dans chacune des deux directions principales, l'excentricité totale (y compris l'excentricité accidentelle) entre le centre de rigidité du système d'isolation et la projection verticale du centre de gravité de la superstructure, ne dépasse pas 7,5 % de la longueur de la superstructure transversalement à la direction horizontale considérée. Ceci est une condition requise pour l'application de la méthode d'analyse linéaire simplifiée.

(3) La méthode simplifiée peut être appliquée à des systèmes d'isolation ayant un comportement linéaire équivalent amorti, s'ils respectent également toutes les conditions suivantes :

- a) la distance entre le site à la faille potentiellement active la plus proche avec une magnitude  $M_s \geq 6,5$ , est supérieure à 15 km ;
- b) la plus grande dimension de la superstructure en plan n'est pas supérieure à 50 m ;
- c) l'infrastructure est suffisamment rigide pour réduire au minimum les effets des déplacements différentiels du sol ;
- d) tous les dispositifs sont situés au-dessus des éléments de l'infrastructure qui supportent les charges verticales ;
- e) la période effective  $T_{\text{eff}}$  respecte la condition suivante :

$$3 T_f \leq T_{\text{eff}} \leq 3 s \quad \dots (10.2)$$

où :

$T_f$  est la période fondamentale de la superstructure supposée fixée à sa base (estimée au moyen d'une expression simplifiée).

(4) Dans les bâtiments, outre l'alinéa (3) du présent paragraphe, il convient de respecter toutes les conditions suivantes pour pouvoir utiliser la méthode simplifiée applicable aux systèmes d'isolation ayant un comportement linéaire équivalent amorti :

- a) il convient que le système de contreventement de la superstructure soit régulièrement et symétriquement disposé le long des deux axes de la structure en plan ;
- b) il convient que la rotation de balancement à la base de l'infrastructure soit négligeable ;
- c) il convient que le rapport entre la rigidité verticale et la rigidité horizontale du système d'isolation respecte la condition suivante :

$$\frac{K_V}{K_{\text{eff}}} \geq 150 \quad \dots (10.3)$$

d) il convient que la période fondamentale dans la direction verticale,  $T_V$ , ne soit pas supérieure à 0,1 s, avec :

$$T_V = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_V}} \quad \dots (10.4)$$

(5) Il convient de calculer le déplacement du centre de rigidité dû à l'action sismique dans chaque direction horizontale au moyen de l'expression suivante :

$$d_{dc} = \frac{MS_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff,min}} \quad \dots (10.5)$$

où :

$S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$  est l'accélération spectrale définie en **3.2.2.2**, en tenant compte de la valeur appropriée de l'amortissement effectif  $\xi_{eff}$  conformément à **10.9.2(3)**.

(6) Il convient de calculer les forces horizontales appliquées à chaque niveau de la superstructure dans chaque direction horizontale, au moyen de l'expression suivante :

$$f_j = m_j S_e(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad \dots (10.6)$$

où :

$m_j$  est la masse au niveau  $j$ .

(7) Le système de forces considéré dans l'alinéa **(6)** induit des effets de torsion dus à la combinaison des excentricités naturelles et accidentelles.

(8) Si la condition énoncée dans l'alinéa **(2)** du présent paragraphe, concernant la non prise en compte du mouvement de torsion autour de l'axe vertical, est respectée, les effets de torsion dans les unités d'isolation individuelles peuvent être pris en compte en amplifiant dans chaque direction les effets de l'action définis dans les alinéas **(5)** et **(6)** du présent paragraphe par un coefficient  $\delta_i$  donné (pour l'action dans la direction  $x$ ) par :

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} y_i \quad \dots (10.7)$$

où :

$y$  est la direction horizontale transversalement à la direction  $x$  considérée ;

$(x_i, y_i)$  sont les coordonnées de l'unité d'isolation  $i$  par rapport au centre de rigidité effectif ;

$e_{tot,y}$  est l'excentricité totale dans la direction  $y$  ;

$r_y$  est le rayon de torsion du système d'isolation dans la direction  $y$ , donné par l'expression suivante :

$$r_y^2 = \sum \left( x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi} \right) / \sum K_{xi} \quad \dots (10.8)$$

$K_{xi}$  et  $K_{yi}$  étant respectivement les rigidités effectives d'une unité  $i$  donnée dans les directions  $x$  et  $y$ .

(9) Il convient d'estimer les effets de la torsion dans la superstructure conformément à **4.3.3.2.4**.

#### 10.9.4 Analyse linéaire modale simplifiée

(1) Si le comportement des dispositifs d'isolation peut être considéré comme linéaire équivalent mais qu'une des conditions de **10.9.3(2)**, **(3)** ou, le cas échéant, **(4)** n'est pas remplie, une analyse modale peut être effectuée conformément à **4.3.3.3**.

(2) Si toutes les conditions de **10.9.3(3)** et, le cas échéant, **(4)** sont remplies, une analyse simplifiée peut être effectuée en prenant en compte les déplacements horizontaux et le mouvement de torsion autour de l'axe vertical et en supposant que les infrastructures et les superstructures ont un comportement rigide. Dans ce cas, il convient de prendre en compte l'excentricité totale (y compris l'excentricité accidentelle selon **4.3.2(1)P**) de la masse de la superstructure dans l'analyse. Les déplacements à chaque point de la structure sont ensuite calculés en combinant les déplacements de translation et de rotation. Ceci s'applique notamment pour l'évaluation de la rigidité effective de chaque unité d'isolation. Il convient de prendre en compte les forces d'inertie et les moments pour la vérification des unités d'isolation et des infrastructures et superstructures.

### 10.9.5 Analyse chronologique

(1)P Si un système d'isolation ne peut pas être représenté par un modèle linéaire équivalent (c'est-à-dire si les conditions de **10.9.2(5)** ne sont pas remplies), la réponse sismique doit être évaluée au moyen d'une analyse chronologique, en utilisant une loi de comportement des dispositifs d'isolation qui permette de reproduire de manière appropriée le comportement du système dans le domaine des déformations et des vitesses anticipées dans la situation sismique de calcul.

### 10.9.6 Éléments non structuraux

(1)P Dans les bâtiments, les éléments non structuraux doivent être analysés conformément à **4.3.5**, en prenant en compte les effets dynamiques de l'isolation (voir **4.3.5.1(2)** et **(3)**).

## 10.10 Vérifications de sécurité à l'état limite ultime

(1)P L'infrastructure doit être vérifiée sous l'effet des forces d'inertie auxquelles elle est directement soumise, ainsi qu'aux forces et aux moments qui lui sont transmis par le système d'isolation.

(2)P L'état limite ultime de l'infrastructure et de la superstructure doit être vérifié en utilisant les valeurs des  $\gamma_M$  définies dans les articles correspondants du présent Eurocode.

(3)P Dans les bâtiments, les vérifications de sécurité concernant l'équilibre et la résistance dans l'infrastructure et la superstructure doivent être effectuées conformément à **4.4**. Il n'est pas nécessaire de respecter le dimensionnement en capacité et les conditions de ductilité locale ou globale.

(4) Dans les bâtiments, les éléments structuraux de l'infrastructure et de la superstructure peuvent être dimensionnés comme des éléments non dissipatifs. Pour les bâtiments en béton, en acier ou mixtes acier-béton, la classe de ductilité L peut être adoptée et les paragraphes respectifs **5.3**, **6.1.2(2)P**, **(3)** et **(4)** ou **7.1.2(2)P** et **(3)** appliqués.

(5) Dans les bâtiments, la condition de résistance des éléments structuraux de la superstructure peut être respectée en prenant en compte les effets de l'action sismique divisés par un coefficient de comportement au plus égal à 1,5.

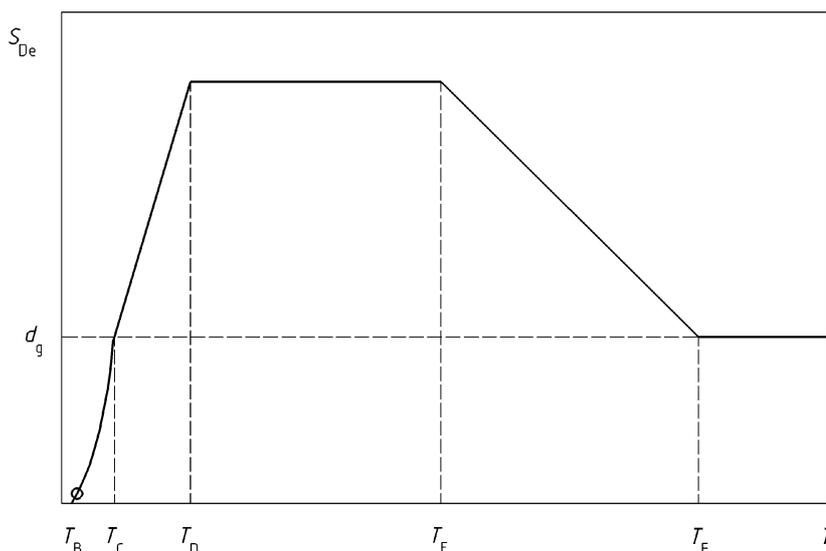
(6)P En prenant en compte une défaillance possible par flambement des dispositifs d'isolation et en utilisant les valeurs des  $\gamma_M$  déterminées au niveau national, la résistance du système d'isolation doit être évaluée en tenant compte du coefficient  $\gamma_x$  défini en **10.3(2)P**.

(7) En fonction du type de dispositif considéré, il convient d'évaluer la résistance des unités d'isolation à l'état limite ultime en termes de :

- a) forces, en prenant en compte les forces verticales et horizontales maximales possibles dans la situation sismique de calcul, y compris les effets de renversement ;
- b) déplacement relatif horizontal total entre les faces inférieure et supérieure de l'unité. Il convient que le déplacement horizontal total inclue la distorsion due à l'action sismique de calcul et les effets de retrait, de fluage, de température et de post-tension (si la superstructure est précontrainte).

## Annexe A (informative) Spectre de réponse élastique en déplacement

**A.1** Pour les structures ayant une période de vibration longue, l'action sismique peut être représentée sous la forme d'un spectre de réponse en déplacement,  $S_{De}(T)$ , comme illustré à la Figure A.1.



**Figure A.1 — Spectre de réponse élastique en déplacement**

**A.2** Jusqu'à la période de contrôle  $T_E$ , les ordonnées spectrales sont obtenues à partir des expressions (3.1) à (3.4), en remplaçant  $S_e(T)$  par  $S_{De}(T)$  au moyen de l'expression (3.7). Pour des périodes de vibration au delà de  $T_E$ , les ordonnées du spectre de réponse élastique en déplacement sont obtenues à partir des expressions (A.1) et (A.2).

$$T_E \leq T \leq T_F : S_{De}(T) = 0,025 a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \left[ 2,5\eta + \left( \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2,5\eta) \right] \quad \dots (A.1)$$

$$T \geq T_F : S_{De}(T) = d_g \quad \dots (A.2)$$

où :

$S$ ,  $T_C$  et  $T_D$  sont donnés dans les Tableaux 3.2 et 3.3,  $\eta$  est donné dans l'expression (3.6) et  $d_g$  est donné par l'expression (3.12). Les périodes de contrôle  $T_E$  et  $T_F$  sont présentées dans le Tableau A.1.

**Tableau A.1 — Périodes de contrôle supplémentaires pour le spectre de déplacement de type 1**

Type de sol	$T_E$ (s)	$T_F$ (s)
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C	6,0	10,0
D	6,0	10,0
E	6,0	10,0

## Annexe B

(informative)

### Détermination du déplacement cible pour l'analyse statique non linéaire (en poussée progressive)

#### B.1 Généralités

Le déplacement cible est déterminé à partir du spectre de réponse élastique (voir 3.2.2.2). La courbe de capacité, qui représente la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud de contrôle, est déterminée conformément à 4.3.3.4.2.3.

La relation suivante entre les forces latérales normalisées  $\bar{F}_i$  et les déplacements normalisés  $\phi_i$ , est posée :

$$\bar{F}_i = m_i \phi_i \quad \dots \text{(B.1)}$$

où :

$m_i$  est la masse de l'étage  $i$ .

Les déplacements sont normalisés de telle sorte que  $\phi_n = 1$ ,  $n$  étant le nœud de contrôle (généralement,  $n$  désigne le niveau du toit). En conséquence,  $\bar{F}_n = m_n$ .

#### B.2 Transformation en un système équivalent à un seul degré de liberté

La masse d'un système équivalent à un seul degré de liberté,  $m^*$ , est déterminée comme suit :

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \sum \bar{F}_i \quad \dots \text{(B.2)}$$

et le coefficient de transformation est donné par :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left( \frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad \dots \text{(B.3)}$$

La force  $F^*$  et le déplacement  $d^*$  d'un système équivalent à un seul degré de liberté sont calculés comme suit :

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad \dots \text{(B.4)}$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad \dots \text{(B.5)}$$

où :

$F_b$  et  $d_n$  sont respectivement l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud de contrôle du système à plusieurs degrés de liberté.

### B.3 Détermination d'une relation idéalisée force/déplacement élasto-plastique parfaite

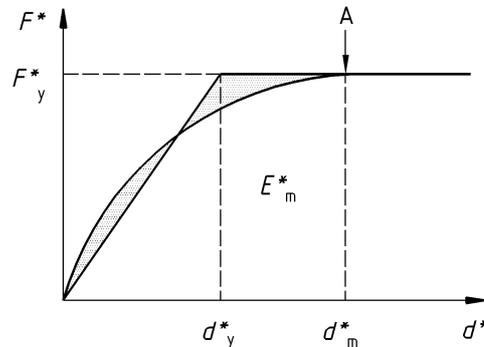
L'effort plastique  $F_y^*$ , qui représente également la résistance ultime du système idéalisé, est égal à l'effort tranchant à la base à la formation du mécanisme plastique. La rigidité initiale du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes force/déformation réelle et idéalisée soient égales (voir Figure B.1).

Sur la base de cette hypothèse, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté  $d_y^*$ , est donné par :

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad \dots (B.6)$$

où :

$E_m^*$  est l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.



#### Légende

A Mécanisme plastique

Figure B.1 — Détermination de la relation idéalisée force/déplacement élasto-plastique parfaite

### B.4 Détermination de la période du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé

La période  $T^*$  du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé est déterminée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad \dots (B.7)$$

### B.5 Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté

Le déplacement cible de la structure avec une période  $T^*$  et un comportement élastique illimité, est donné par :

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad \dots (B.8)$$

où :

$S_e(T^*)$  est le spectre de réponse en accélération à la période  $T^*$ .

Pour la détermination du déplacement cible  $d_t^*$  des structures dans le domaine des périodes courtes et des structures dans les domaines des périodes moyennes et longues, il convient d'utiliser différentes expressions, comme indiqué ci-dessous. La période limite entre les domaines des périodes courtes et des périodes moyennes est  $T_C$  (voir Figure 3.1 et Tableaux 3.2 et 3.3).

a)  $T^* < T_C$  (domaine des périodes courtes)

Si  $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$ , la réponse est élastique et donc :

$$d_t^* = d_{et}^* \quad \dots (B.9)$$

Si  $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ , la réponse est non linéaire, et

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad \dots (B.10)$$

où :

$q_u$  est le rapport entre l'accélération  $S_e(T^*)$  dans la structure ayant un comportement élastique illimité et l'accélération  $F_y^*/m^*$  dans la structure avec une résistance limitée.

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad \dots (B.11)$$

b)  $T^* \geq T_C$  (domaine des périodes moyennes et longues)

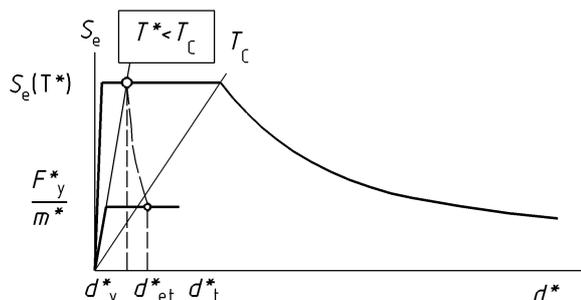
$$d_t^* = d_{et}^* \quad \dots (B.12)$$

Il n'est pas nécessaire que  $d_t^*$  dépasse  $3 d_{et}^*$ .

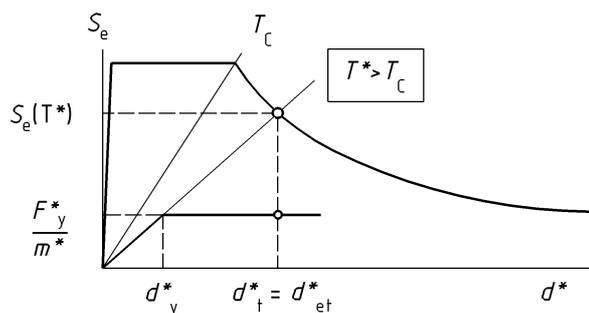
La relation entre les différentes grandeurs peut être visualisée dans les Figures B.2a) et b). Les figures sont présentées dans des axes accélération/déplacement. La période  $T^*$  est représentée par la droite radiale partant de l'origine du système de coordonnées jusqu'au point du spectre de réponse élastique défini par les coordonnées  $d^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$  et  $S_e(T^*)$ .

#### Procédure itérative (facultative)

Si le déplacement cible  $d_t^*$  déterminé dans la 4<sup>e</sup> étape est très différent du déplacement  $d_m$  (Figure B.1) utilisé pour la détermination de la relation idéalisée force/déplacement élasto-plastique parfaite dans la 2<sup>e</sup> étape, une procédure itérative peut être appliquée, dans laquelle les étapes 2 et 4 sont répétées en utilisant dans la 2<sup>e</sup> étape  $d_t^*$  (et la valeur  $F_y^*$  correspondante) à la place de  $d_m^*$ .



a) Domaine des périodes courtes



b) Domaine des périodes moyennes et longues

Figure B.2 — Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté

## **B.6 Détermination du déplacement cible pour le système à plusieurs degrés de liberté**

Le déplacement cible du système à plusieurs degrés de liberté est donné par :

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad \dots \text{(B.13)}$$

Le déplacement cible correspond au nœud de contrôle.

## Annexe C (normative)

### Dimensionnement des dalles des poutres mixtes acier-béton aux nœuds poteaux-poutres dans les ossatures en portique

#### C.1 Généralités

(1) La présente annexe traite du dimensionnement des dalles et de leur assemblage aux ossatures en acier dans les ossatures en portique, dans lesquelles les poutres sont des poutres mixtes en T comprenant une section en acier et une dalle.

(2) Cette annexe a été mise au point et validée par expérimentation sur des ossatures mixtes en portique avec des assemblages rigides et des rotules plastiques se formant dans les poutres. Les expressions de la présente annexe n'ont pas été validées pour le cas d'assemblages à résistance partielle dans lesquels les déformations sont davantage localisées dans les nœuds.

(3) Les rotules plastiques aux extrémités des poutres dans une ossature en portique doivent être ductiles. Conformément à la présente annexe, deux conditions doivent être remplies afin de s'assurer qu'une ductilité élevée en flexion est obtenue :

- un voilement précoce de la partie en acier doit être évité ;
- un écrasement précoce de la partie en béton de la dalle doit être évité.

(4) La première condition impose une limite supérieure à l'aire de la section transversale  $A_S$  des armatures longitudinales prises en compte dans la largeur participante de la dalle. La seconde condition impose une limite inférieure sur l'aire de la section  $A_T$  des armatures transversales devant le poteau.

#### C.2 Règles de prévention du voilement prématuré de la section en acier

(1) L'alinéa 7.6.1(4) s'applique.

#### C.3 Règles de prévention de l'écrasement prématuré du béton

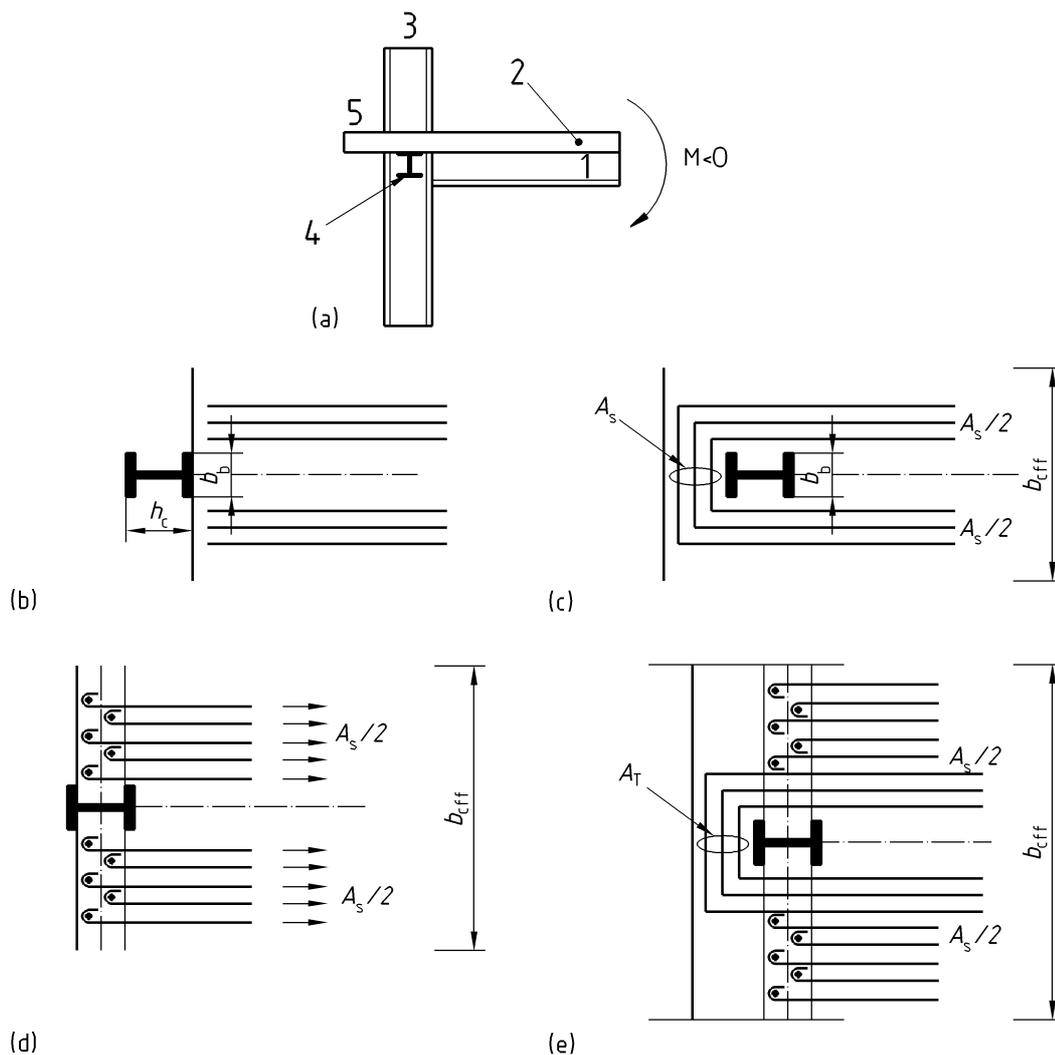
##### C.3.1 Poteau de façade. Flexion du poteau perpendiculairement à la façade ; moment fléchissant négatif appliqué à la poutre : $M < 0$

###### C.3.1.1 Pas de poutre de façade en acier ; pas de bande de rive en béton en console (Figure C.1(b))

(1) Lorsqu'il n'y a pas de poutre de façade en acier ni de bande de rive en béton en console, il y a lieu que le moment résistant du nœud soit pris égal au moment plastique de la seule poutre en acier.

###### C.3.1.2 Pas de poutre de façade en acier ; bande de rive en béton en console présente (Figure C.1(c)).

(1) Lorsqu'il existe une bande de rive en béton en console, mais pas de poutre de façade en acier, l'EN 1994-1-1:2004 s'applique pour le calcul du moment résistant du nœud.



### Légende

- a) Élévation
- b) Pas de bande de rive en béton en console — pas de poutre de façade en acier — voir **C.3.1.1**
- c) Bande de rive en béton en console — pas de poutre de façade en acier — voir **C.3.1.2**
- d) Pas de bande de rive en béton en console — poutre de façade en acier — voir **C.3.1.3**
- e) Bande de rive en béton en console — poutre de façade en acier — voir **C.3.1.4**
- A Poutre principale
- B Dalle
- C Poteau de façade
- D Poutre de façade en acier
- E Bande de rive en béton en console

**Figure C.1 — Configuration d'assemblages poteau-poutre mixtes de façade soumis à un moment fléchissant négatif perpendiculairement à la façade**

**C.3.1.3 Poutre de façade en acier présente ; dalle s'étendant jusqu'à la face externe du poteau ; pas de bande de rive en béton en console** (Figure C.1(d)).

(1) Lorsqu'il y a une poutre de façade en acier mais pas de bande de rive en béton en console, le moment résistant du nœud peut inclure la contribution des armatures de dalle, sous réserve que les prescriptions de (2) à (7) du présent paragraphe soient satisfaites.

(2) Il convient d'ancrer les armatures de la dalle de manière efficace aux connecteurs de la poutre de façade en acier.

(3) Il y a lieu de fixer la poutre de façade en acier au poteau.

(4)P L'aire de la section  $A_s$  des armatures en acier doit être telle que la plastification des armatures se produise avant la rupture des connecteurs et des poutres de façade.

(5)P L'aire de la section  $A_s$  des armatures en acier et les connecteurs doivent être placés sur une largeur égale à la largeur participante définie en 7.6.3 et dans le Tableau 7.5 II.

(6) Il convient que les connecteurs soient tels que :

$$n \cdot P_{Rd} \geq 1,1 F_{Rds} \quad \dots \text{(C.1)}$$

où :

$n$  est le nombre de connecteurs dans la largeur participante ;

$P_{Rd}$  est la résistance de calcul d'un connecteur ;

$F_{Rds}$  est la résistance de calcul des armatures présentes dans la largeur participante :

$$F_{Rds} = A_s \cdot f_{yd}$$

où :

$f_{yd}$  est la résistance de calcul à la limite d'élasticité des armatures de dalle.

(7) Il convient de vérifier la poutre de façade en acier vis-à-vis de la flexion, de l'effort tranchant et de la torsion, sous l'action des forces horizontales  $F_{Rds}$  appliquées aux connecteurs,.

**C.3.1.4 Poutre de façade en acier et bande de rive en béton en console présentes** (Figure C.1(e)).

(1) Lorsqu'il y a à la fois une poutre de façade en acier et une bande de rive en béton en console, il convient de calculer le moment résistant du nœud comme résultant de la contribution de (a) la force transmise par la poutre de façade en acier comme décrit en C.3.1.3 (voir (2) du présent paragraphe), et (b) la force transmise selon le mécanisme décrit dans l'EN 1994-1-1:2004 (voir (3) du présent paragraphe).

(2) La part de la capacité due aux armatures ancrées à la poutre transversale de façade en acier peut être calculée conformément à C.3.1.3, sous réserve que les spécifications de (2) à (7) de C.3.1.3 soient satisfaites.

(3) La part de la capacité due aux armatures ancrées dans la bande de rive en béton en console peut être calculée conformément à C.3.1.2.

**C.3.2 Poteau de façade. Flexion du poteau perpendiculairement à la façade ; moment fléchissant positif appliqué à la poutre :  $M > 0$**

**C.3.2.1 Pas de poutre de façade en acier, dalle s'étendant jusqu'à la face intérieure du poteau** (Figure C.2(b-c)).

(1) Lorsque la limite de la dalle en béton se situe à la face intérieure du poteau, le moment résistant du nœud peut être calculé sur la base de la transmission des forces par compression directe (appui) du béton sur la semelle du poteau. Cette capacité peut être calculée à partir de la force de compression calculée selon (2) du présent paragraphe, sous réserve que les armatures de confinement dans la dalle respectent (4) du présent paragraphe.

(2) La valeur maximale de la force transmise à la dalle peut être prise égale à :

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad \dots (C.2)$$

avec :

$d_{eff}$  hauteur totale de la dalle dans le cas de dalles pleines ou l'épaisseur de la dalle au-dessus des nervures de la tôle nervurée dans le cas de dalles mixtes ;

$b_b$  est la largeur d'appui du béton de la dalle sur le poteau (voir Figure 7.7).

(3) Un confinement du béton à proximité de la semelle du poteau est nécessaire. Il convient que l'aire de section des armatures de confinement respecte l'expression suivante :

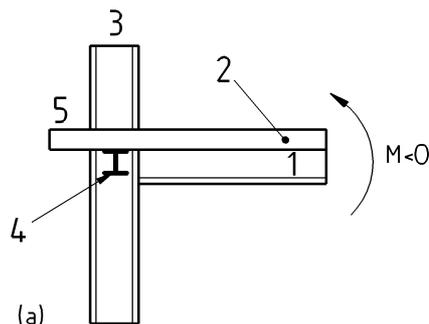
$$A_T \geq 0,25 d_{eff} b_b \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}} \quad \dots (C.3)$$

où :

$f_{yd,T}$  est la résistance de calcul à la limite d'élasticité des armatures transversale de la dalle.

Il convient que l'aire  $A_T$  de la section de ces armatures soit uniformément répartie sur une longueur égale à  $b_b$ . Il convient que la distance entre la première armature et l'aile du poteau ne dépasse pas 30 mm.

(4) L'aire  $A_T$  de la section des armatures, définie dans l'alinéa (3) du présent paragraphe, peut être partiellement ou entièrement réalisée par des armatures placées pour d'autres besoins, par exemple pour la résistance à la flexion de la dalle.



#### Légende

a) Élévation

A Poutre principale

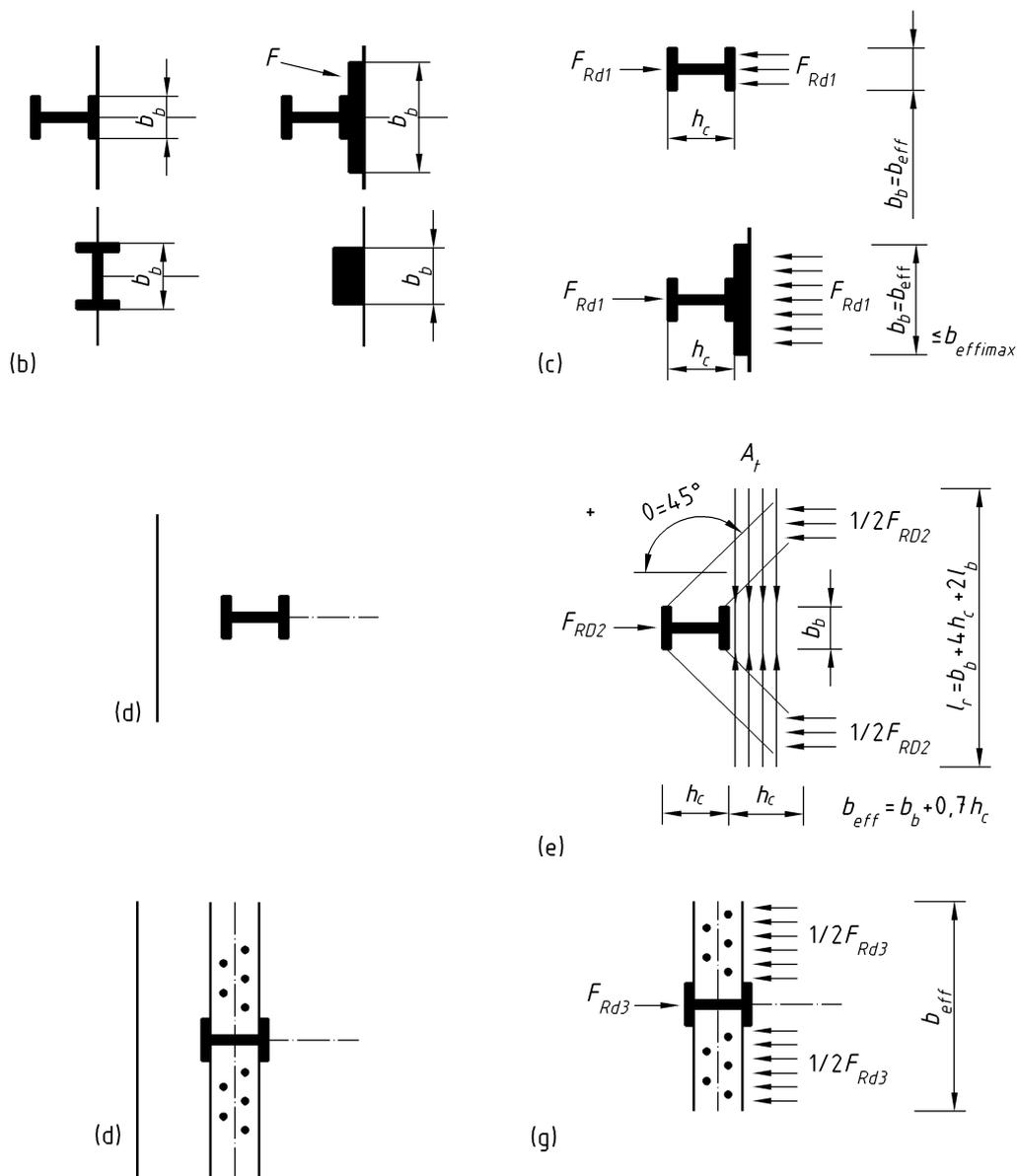
B Dalle

C Poteau de façade

D Poutre de façade en acier

E Bande de rive en béton en console

**Figure C.2 — Configurations d'assemblages poteau-poutre mixtes de façade soumis à un moment fléchissant positif perpendiculairement à la façade et transmission possible des forces de la dalle**



### Légende

- b) Pas de bande de rive en béton en console — pas de poutre de façade en acier — voir **C.3.2.1**
- c) Mécanisme 1
- d) Dalle s'étendant jusqu'à la face extérieure du poteau ou au-delà en tant que bande de rive en béton en console — pas de poutre de façade en acier — voir **C.3.2.2**
- e) Mécanisme 2
- f) Dalle s'étendant jusqu'à la face extérieure du poteau ou au-delà en tant que bande de rive en béton en console — poutre de façade en acier présente — voir **C.3.2.3**
- g) Mécanisme 3
- F Dispositif supplémentaire fixé au poteau pour assurer l'appui

**Figure C.2 — (suite) Configurations d'assemblages poteau-poutre mixtes de façade soumis à un moment fléchissant positif perpendiculairement à la façade et transmission possible des forces de la dalle**

**C.3.2.2 Pas de poutre de façade en acier ; dalle s'étendant jusqu'à la face extérieure du poteau ou au-delà en tant que bande de rive en béton en console (Figure C.2(c-d-e)).**

(1) Lorsqu'il n'y a pas de poutre de façade en acier, le moment résistant du nœud peut être calculé à partir de la force de compression obtenue par combinaisons des deux mécanismes suivants :

mécanisme 1 : compression directe sur le poteau. Il convient que la valeur de calcul de la force transmise par ce mécanisme n'excède pas la valeur donnée par l'expression suivante

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad \dots (C.4)$$

mécanisme 2 : bielles en béton comprimées, inclinées sur les côtés du poteau. Si l'angle d'inclinaison est égal à 45°. Il convient que la valeur de calcul de la force transmise par ce mécanisme n'excède pas la valeur donnée par l'expression suivante

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd} \quad \dots (C.5)$$

avec :

$h_c$  hauteur de la section en acier du poteau.

(2) Il convient que l'aire de la section totale des tirants d'ancrage en acier,  $A_T$ , respecte l'expression suivante (voir figure C.2(e)) :

$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \quad \dots (C.6)$$

(3) Il convient que l'aire d'acier  $A_T$  soit répartie sur une longueur de poutre égale à  $h_c$  et qu'elle soit totalement ancrée. La longueur requise des armatures est  $L = b_b + 4h_c + 2l_b$ ,  $l_b$  étant la longueur d'ancrage de ces armatures, conformément à l'EN 1992-1-1:2004.

(4) Le moment résistant du nœud peut être calculé à partir de la valeur de calcul de la force de compression maximale qui peut être transmise :

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad \dots (C.7)$$

$b_{eff}$  est la largeur participante de la dalle au droit du nœud, comme indiqué dans le Tableau 7.5 II. Dans ce cas  $b_{eff} = 0,7h_c + b_b$ .

**C.3.2.3 Poutre de façade en acier présente ; dalle s'étendant jusqu'à la face extérieure du poteau ou au-delà en tant que bande de rive en béton en console (Figure C.2(c-e-f-g)).**

(1) Lorsqu'il existe une poutre de façade en acier, un troisième mécanisme de transmission des forces  $F_{Rd3}$ , impliquant la poutre de façade en acier, est mis en jeu en compression.

$$F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd} \quad \dots (C.8)$$

où :

$n$  est le nombre de connecteurs dans la largeur participante calculée à partir de 7.6.3 et du Tableau 7.5II ;

$P_{Rd}$  est la résistance de calcul d'un connecteur.

(2) C.3.2.2 s'applique.

(3) La valeur de calcul de la force de compression maximale qui peut être transmise est  $b_{eff} d_{eff} f_{cd}$ . Elle est transmise si l'expression suivante est vérifiée:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} > b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad \dots (C.9)$$

Le moment résistant plastique mixte « complet » est obtenu en choisissant le nombre  $n$  de connecteurs de manière à obtenir la force  $F_{Rd3}$  adéquate. La largeur participante maximale correspond à  $b_{eff}$  définie en 7.6.3 et dans le Tableau 7.5 II. Dans ce cas,  $b_{eff} = 0,15 l$ .

### C.3.3 Poteau intermédiaire

#### C.3.3.1 Pas de poutre transversale (Figure C.3(b-c)).

(1) Lorsqu'il n'y a pas de poutre transversale, le moment résistant du nœud peut être calculé à partir de la force de compression obtenue par combinaison des deux mécanismes suivants :

mécanisme 1 : compression directe sur le poteau. Il convient que la valeur de calcul de la force transmise par ce mécanisme n'excède pas la valeur donnée par l'expression suivante

$$F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd} \quad \dots \text{ (C.10)}$$

mécanisme 2 : bielles en béton comprimées, inclinées à 45° sur les côtés du poteau. Il convient que la valeur de calcul de la force transmise par ce mécanisme n'excède pas la valeur donnée par l'expression suivante

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_{eff} f_{cd} \quad \dots \text{ (C.11)}$$

(2) Il convient que l'aire de la section des tirants d'ancrage permettant le développement du mécanisme 2 satisfasse l'expression suivante :

$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{f_{yd,T}} \quad \dots \text{ (C.12)}$$

(3) Il convient que la même aire de la section  $A_T$  soit placée de chaque côté du poteau afin de prendre en compte le changement de signe des moments fléchissants.

(4) La valeur de calcul de la force de compression obtenue par combinaison des deux mécanismes est :

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = (0,7 h_c + b_b) d_{eff} f_{cd} \quad \dots \text{ (C.13)}$$

(5) L'effet total de l'action développée dans la dalle par les moments fléchissants appliqués aux deux faces opposées du poteau et devant être transmise au poteau par le moyen des deux mécanismes 1 et 2 est la somme de la force de traction  $F_{st}$  dans les armatures parallèles à la poutre sur la face du poteau où le moment est négatif et de la force de compression  $F_{sc}$  dans le béton sur la face du poteau où le moment est positif :

$$F_{st} + F_{sc} = A_s f_{yd} + b_{eff} d_{eff} f_{cd} \quad \dots \text{ (C.14)}$$

avec :

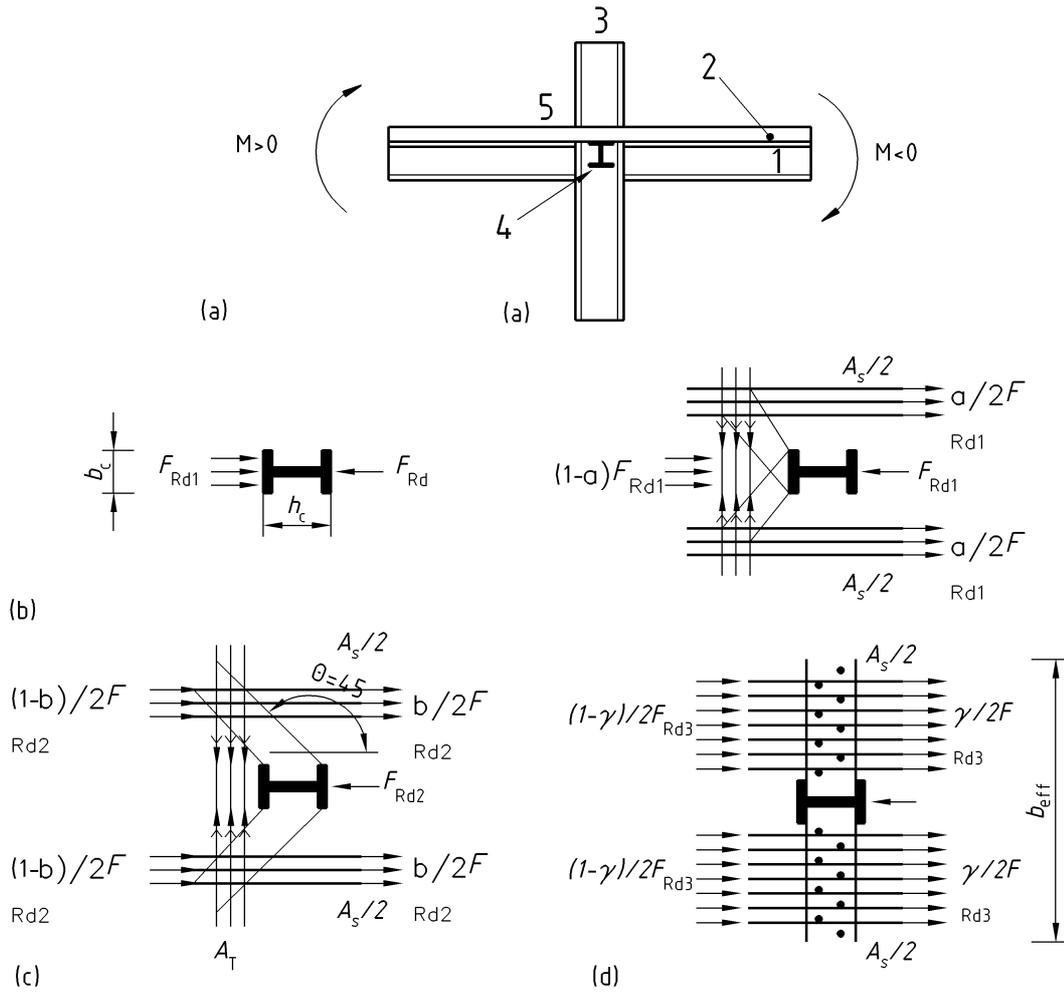
$A_s$  aire de section transversale des armatures dans la largeur participante pour un moment négatif  $b_{eff}$  comme spécifiée en 7.6.3 et dans le Tableau 7.5 II.

$b_{eff}$  est la largeur participante pour un moment positif, comme spécifié en 7.6.3 et dans le Tableau 7.5 II. Dans ce cas,  $b_{eff} = 0,15 l$ .

(6) Pour le dimensionnement destiné à obtenir la plastification dans la semelle inférieure du profilé en acier sans écrasement du béton de la dalle, il convient de respecter la condition suivante :

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} \quad \dots \text{ (C.15)}$$

Si la condition ci-dessus n'est pas remplie, il convient d'augmenter la capacité du nœud à transmettre des forces de la dalle au poteau, soit par la présence d'une poutre transversale (voir C.3.3.2), soit par l'augmentation de la compression directe du béton sur le poteau au moyen de dispositifs complémentaires (voir C.3.2.1).



**Légende**

- a) Élévation
- b) Mécanisme 1
- c) Mécanisme 2
- d) Mécanisme 3
- A Poutre principale
- B Dalle
- C Poteau intermédiaire
- D Poutre transversale

**Figure C.3 — Transmission possible des forces de la dalle dans un assemblage poteau-poutre mixte intermédiaire, avec et sans poutre transversale, soumis au moment fléchissant positif sur un côté et à un moment fléchissant négatif sur l'autre**

**C.3.3.2 Poutre transversale présente (Figure C.3(d))**

(1) Lorsqu'une poutre transversale est présente, un troisième mécanisme de transmission des forces,  $F_{Rd3}$ , impliquant la poutre de façade en acier, est mis en jeu.

$$F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd} \quad \dots (C.16)$$

où :

$n$  est le nombre de connecteurs dans la largeur participante, en utilisant 7.6.3 et le Tableau 7.5 II ;

$P_{Rd}$  est la résistance de calcul d'un connecteur.

(2) **C.3.3.1(2)** s'applique pour les tirants d'ancrage.

(3) La valeur de calcul de la force de compression obtenue par combinaison des trois mécanismes est :

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0,7 h_c + b_b) d_{eff} f_{cd} + n \cdot P_{Rd} \quad \dots (C.17)$$

où :

$n$  est le nombre de connecteurs dans  $b_{eff}$  pour un moment négatif ou pour un moment positif, comme définies en 7.6.3 et dans le Tableau 7.5 II, en prenant la plus grande des valeurs obtenues pour deux poutres connectées au poteau.

(4) **C.3.3.1(5)** s'applique pour le calcul de l'effet total de l'action  $F_{st} + F_{sc}$  développé dans la dalle par les moments fléchissants appliqués sur les deux faces du poteau.

(5) Pour le dimensionnement destiné à obtenir la plastification de la semelle inférieure du profilé en acier sans écrasement du béton de la dalle, il convient de respecter la condition suivante :

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \quad \dots (C.18)$$