

## 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 :

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

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.

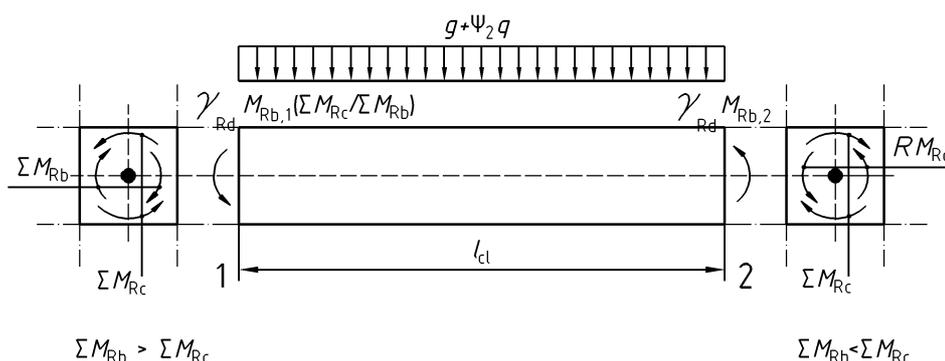


Figure 5.1 — Valeurs dues au dimensionnement en capacité pour l'effort tranchant dans les poutres

### 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.

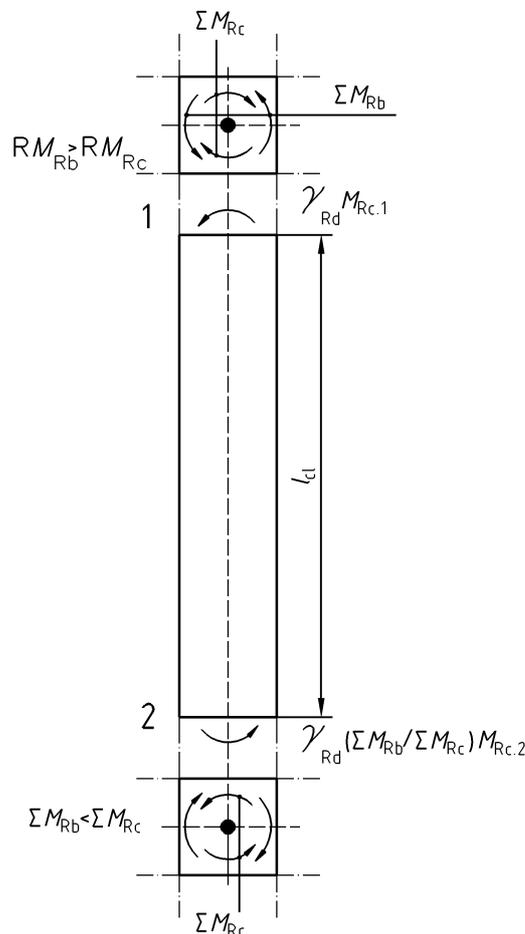


Figure 5.2 — Valeurs dues au dimensionnement en capacité pour l'effort tranchant dans les poteaux

#### 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.

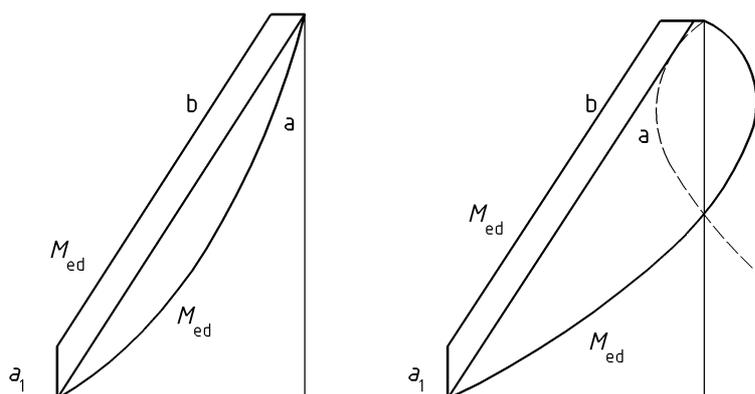
(2) La redistribution des effets de l'action sismique entre des murs sismiques primaires est admise jusqu'à 30 %, sous réserve que la demande de résistance totale ne soit pas réduite. Il convient de redistribuer les efforts tranchants ainsi que les moments fléchissants, de sorte que, dans chaque mur 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

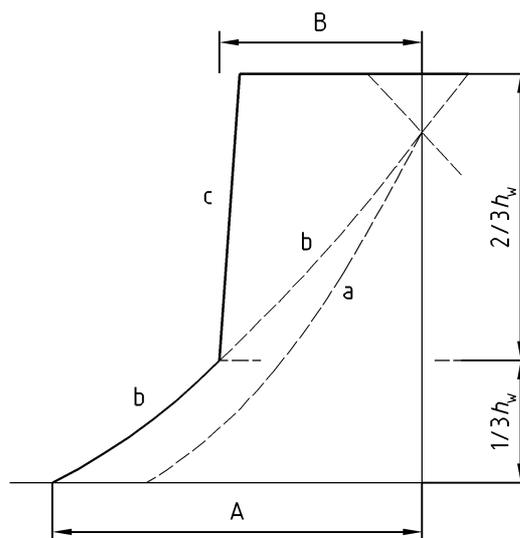
- a Diagramme des moments obtenus par l'analyse
- b Enveloppe de calcul
- $a_1$  Déplacement de la traction

**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  $b_{\text{eff}}$  des membrures.

(3) La largeur participante  $b_{\text{eff}}$  des membrures peut être évaluée comme suit :

- Pour les poutres sismiques primaires connectées aux poteaux de rive, la largeur participante  $b_{\text{eff}}$  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).

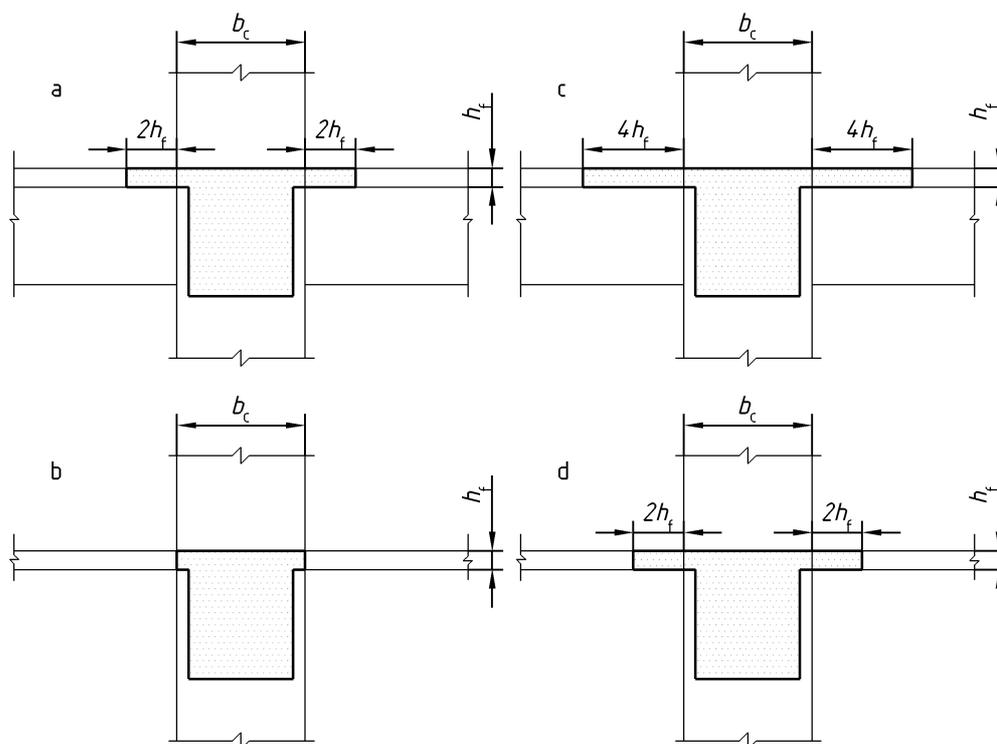


Figure 5.5 — Largeur participante  $b_{\text{eff}}$  des membrures de poutres connectés aux poteaux

##### 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  $l_{\text{cr}} = h_w$  ( $h_w$  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).

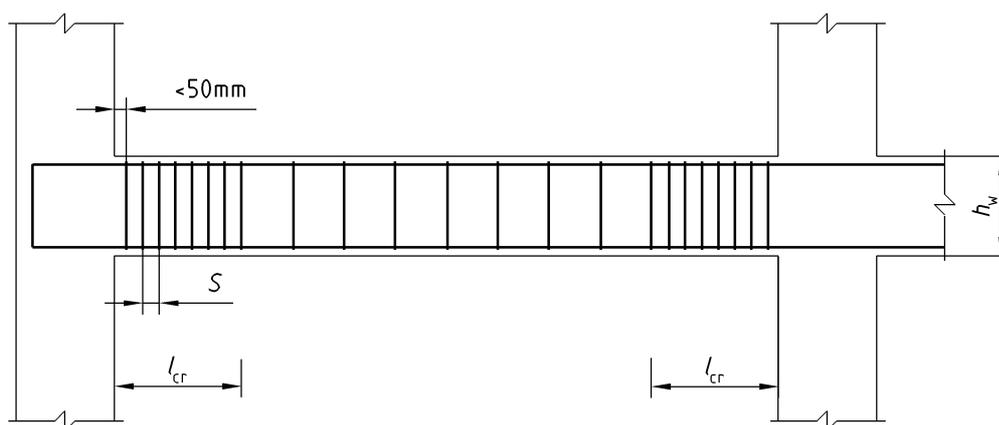


Figure 5.6 — Armatures transversales dans les zones critiques des poutres

### 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) :

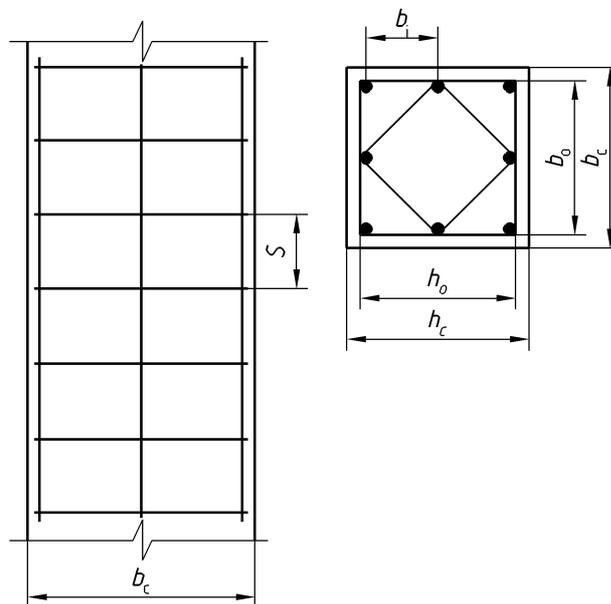
$$\alpha_n = 1 \quad \dots (5.16b)$$

$$\alpha_s = (1 - s/2D_o)^2 \quad \dots (5.17b)$$

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 :

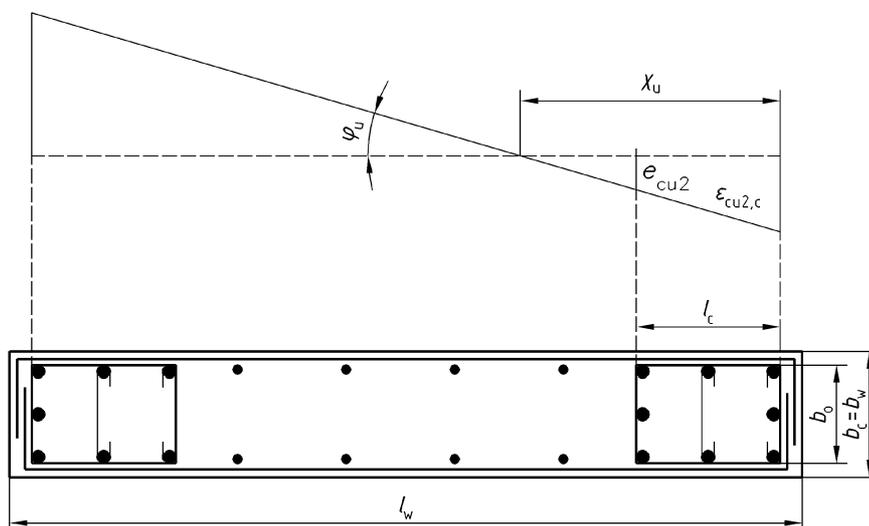
$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0} \quad \dots (5.21)$$

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

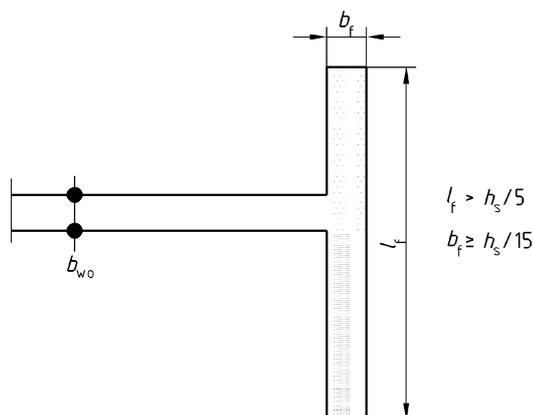
armatures de confinement à proximité de la fibre de compression extrême, la hauteur de zone confinée en compression  $x_u$  étant calculée à la courbure extrême à partir de l'expression de l'équilibre (voir l'expression (5.21) pour une largeur constante  $b_0$  de la zone confinée en compression) et 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).

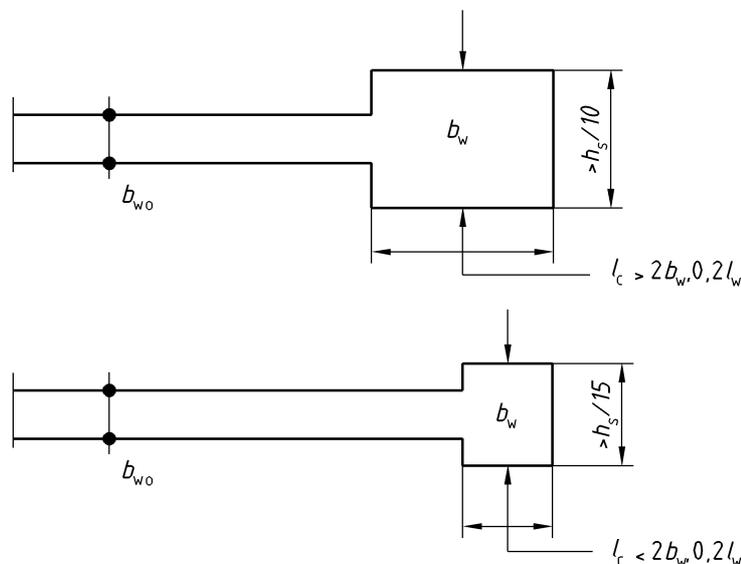


Figure 5.10 — Épaisseur minimale des éléments de rive confinés

(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  $\nu_d$  n'est pas supérieure à 0,15 ; ou
- la valeur de  $\nu_d$  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  $3 b_w \sigma_{cm} / f_{cd}$ , 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).

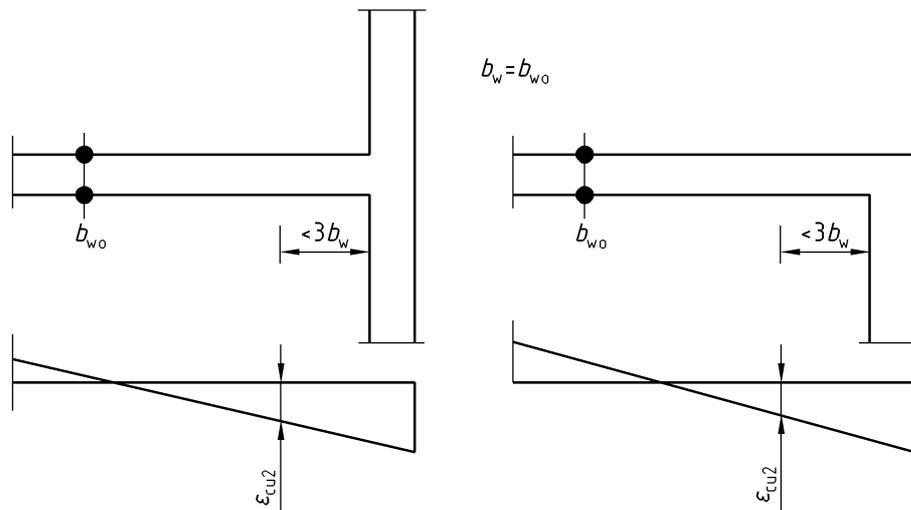


Figure 5.11 — Épaisseur minimale des éléments de rive confinés dans les murs de DCH avec de larges ailes

- (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.

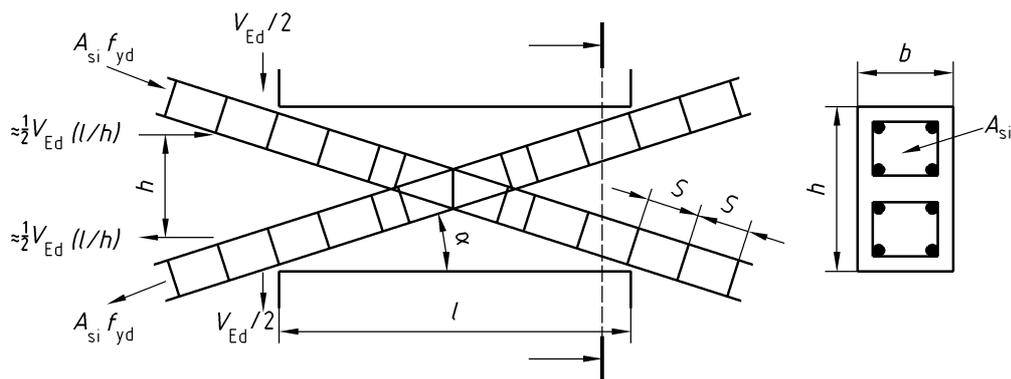


Figure 5.12 — Linteau avec armatures diagonales

## 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.

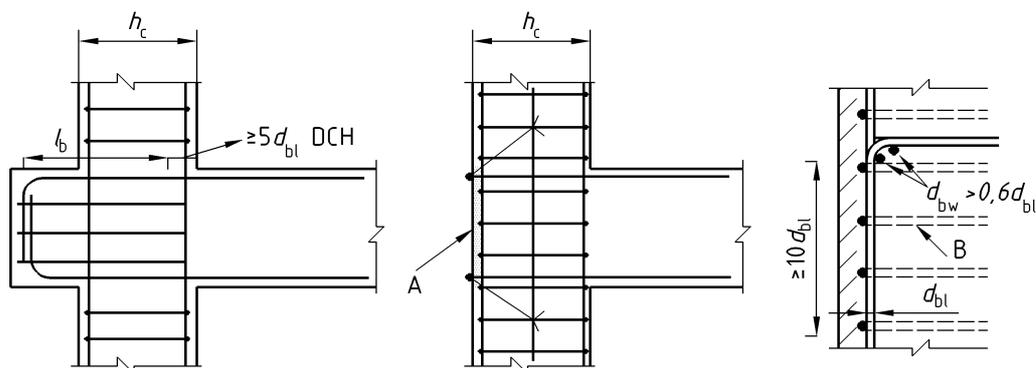
(3) Si la prescription de l'alinéa (2)P du présent paragraphe ne peut pas être satisfaite dans des nœuds poteau-poutre de rive parce que la longueur  $h_c$  du poteau parallèlement aux armatures est trop faible, les dispositions supplémentaires suivantes peuvent être prises afin d'assurer l'ancrage des 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  $l_{ci}$  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.

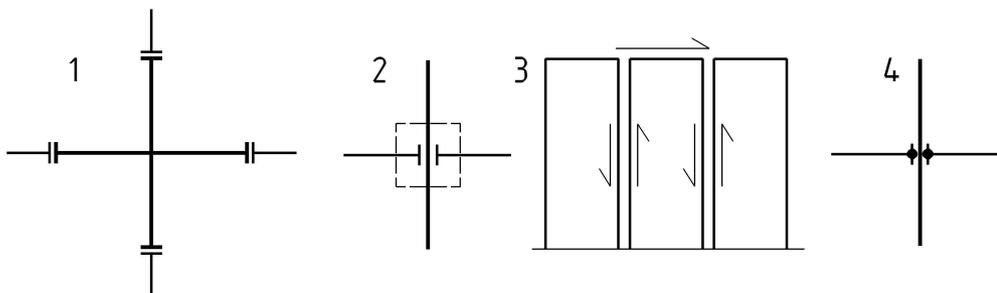
b) Capacité à satisfaire aux dispositions parasismiques des paragraphes **5.1** à **5.10** comme suit :

- 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

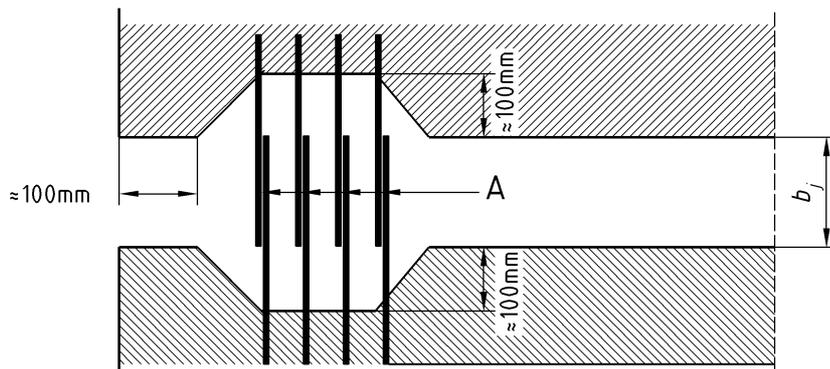
- (1) Les dispositions pertinentes de 5.4.3.2 et 5.5.3.2 s'appliquent, en complément des règles exposées en 5.11.
- (2) Les assemblages poteau sur poteau situés à l'intérieur des zones critiques ne sont autorisés que pour la classe DCM.
- (3) Pour les systèmes à ossatures préfabriqués avec assemblages 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**

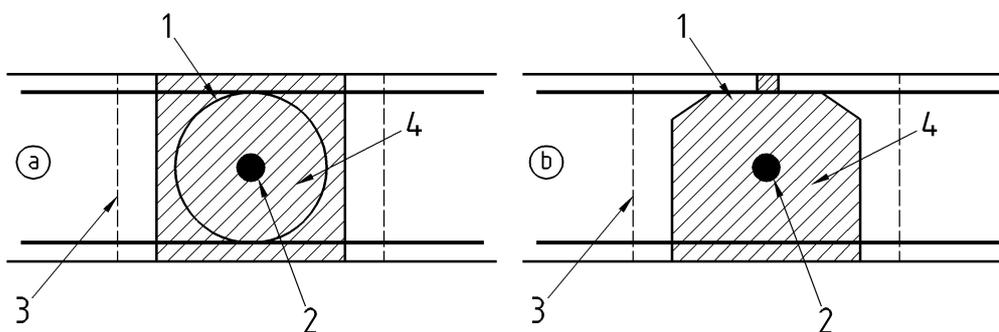
A Recouvrement par soudure des barres

**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.