

10 Bâtiments en béton

10.1 Vue d'ensemble des principales différences entre les conceptions sans et avec séisme

Il est noté que, dans les situations sismiques de calcul, les bâtiments en béton sont conçus pour avoir une capacité de dissipation de l'énergie et pour avoir un comportement global ductile. Le comportement global ductile est assuré lorsque la demande de ductilité met en jeu un large volume de la structure et est répartie sur différents éléments et emplacements à tous ses étages. Les régions critiques sont choisies et conçues pour se comporter potentiellement comme des rotules plastiques. Ceci implique qu'une ductilité à la flexion est conférée à ces régions critiques, pour leur assurer une bonne capacité de rotation dans le domaine post-élastique sous des chargements alternés répétés. Ceci est effectué en mettant en œuvre une conception et des dispositions constructives spécifiques. De même, les modes de rupture ductiles (par exemple la flexion) doivent précéder les modes de rupture fragiles (par exemple à l'effort tranchant), avec une fiabilité suffisante. A cette fin, le dimensionnement en capacité est utilisé pour localiser précisément les zones critiques et pour éviter les ruptures fragiles. Finalement, le dimensionnement pour les actions sismiques est basé sur les mêmes concepts que dans une zone non sismique (c.-à-d. stabilité, résistance), avec des vérifications additionnelles relatives au dimensionnement en capacité, à la conception ductile des régions critiques et des dispositions constructives plus contraignantes.

Dans les zones de faible sismicité, les bâtiments en béton peuvent être conçus pour une faible capacité de dissipation d'énergie et pour une faible ductilité, comme décrit dans la Section 10.2.

10.2 Dimensionnement selon l'Eurocode 2 (conception en DCL)

Le dimensionnement sismique pour la ductilité limitée (classe de ductilité DCL – voir la Section 5.5) n'est applicable que dans les zones de faible sismicité. Il consiste à respecter l'ensemble des dispositions de l'EC2 Partie 1-17, avec comme seule condition supplémentaire de n'utiliser dans les éléments sismiques primaires (Section 5.2) que de l'acier de béton armé de classe B ou C selon le Tableau C.1 de l'EC2 Partie 1-1. A ces conditions, un coefficient de comportement q jusqu'à 1,5 peut être utilisé dans le calcul

10 Concrete buildings

10.1 Overview of main differences between seismic and non-seismic design

In seismic design situations, it may be observed that concrete buildings are designed to provide energy dissipation capacity and an overall ductile behaviour. Overall ductile behaviour is ensured if the ductility demand involves globally a large volume of the structure and is spread to different elements and locations of all its storeys. Critical regions are chosen and arranged with the potential to behave as plastic hinges. This implies that a flexural ductility is assured to these critical regions, to provide them with a good rotational capacity in the post elastic domain under repeated reversed loading. This is done through the application of specific design and detailing. Also, ductile modes of failure (e.g. flexure) should precede brittle failure modes (e.g. shear) with sufficient reliability. To this end, capacity design is used to locate precisely the critical regions and to avoid brittle failures. Finally, the design for seismic actions is based on the same concepts as that for a non seismic zone (i.e. stability, resistance), with additional verifications related to capacity design, to local ductility design in critical regions and with more stringent detailing rules.

In low seismicity areas, concrete buildings may be designed for low dissipation capacity and low ductility, as described in Section 10.2.

10.2 Design to Eurocode 2 (DCL design)

Seismic design for limited ductility (ductility class DCL – see Section 5.5) is permissible only in low seismicity areas. It consists of conforming to the provisions of EC2 Part 1-17, with the sole additional requirement that only ductility class B or C reinforcement, according to table C.1 of EC2 Part 1-1, should be used in the primary seismic elements (Section 5.2). Under these conditions, a behaviour factor q up to 1.5 can be used in the calculation of the seismic actions, whatever the structural system and the regularity in elevation. Further seismic design and detailing provisions (including capacity design considerations), as set out in the rest of this chapter, are not required.

10.4 Bâtiments en béton

des actions sismiques, quels que soient le système structurel et la régularité en élévation. Les dispositions de conception et constructives en situation sismique (y compris les considérations de dimensionnement en capacité), telles qu'exposées dans le reste de ce chapitre, ne sont pas nécessaires.

10.3 Dimensionnement ductile (conception en DCM et DCH)

Dans les zones de sismicité modérée ou forte, les bâtiments doivent être conçus pour être ductiles, pour dissiper de l'énergie par déformation plastique, sous chargements horizontaux et verticaux, sans dégradation significative de résistance. Deux classes de ductilité (Section 5.5) sont décrites dans l'EC8, la DCM (moyenne ductilité) et la DCH (haute ductilité), correspondant à des demandes de ductilité croissantes. Seule la classe DCM est considérée ci-après. Elle consiste à appliquer les dispositions de l'EC2 Partie 1-17, avec en plus les dispositions de cette Section.

10.4 Résistance de calcul des matériaux

10.4.1 Propriétés des matériaux

10.4.1.1 Béton

Le béton d'une classe inférieure à C 16/20 (telle que défini dans la Clause 3.1 de l'EC2 Partie 1-17) ne doit pas être utilisé dans les éléments sismiques primaires.

10.4.1.2 Acier des armatures

Dans les zones critiques des éléments primaires (Section 5.2), les armatures doivent être constituées d'acier de classe B ou C du tableau C.1 de l'EC2 Partie 1-17. Seules des barres nervurées doivent être utilisées, sauf pour les cadres, les étriers et les épingles. Les treillis soudés respectant ces conditions peuvent être utilisés dans les éléments primaires.

10.4.2 Coefficients partiels des propriétés des matériaux

Quelle que soit la classe de ductilité utilisée, les valeurs des coefficients partiels à utiliser dans les calculs de résistance à l'ELU sont :

$$\text{Béton : } \gamma_c = \mathbf{1,30 [1,5]} \quad (10.1)$$

$$\text{Acier des armatures : } \gamma_s = \mathbf{1,00 [1,15]} \quad (10.2)$$

10.3 Ductile design (DCM and DCH design)

In areas of moderate and high seismicity, concrete building structures must be designed to possess ductility, such that they can dissipate energy by plastic deformation under horizontal and vertical loading without significant degradation of resistance. Two ductility classes (Section 5.5) are described in EC8, namely DCM (medium) and DCH (high), corresponding to increasing ductility demands. Only class DCM is considered hereafter. It consists in applying the provisions of EC2 Part 1-17, and, in addition, the provisions described in this section.

10.4 Design strength of materials

10.4.1 Material properties

10.4.1.1 Concrete

Concrete of a class lower than C 16/20 (as defined in Clause 3.1 of EC2 Part 1-17) should not be used in primary seismic elements.

10.4.1.2 Reinforcing steel

In the dissipative zones of primary elements (Section 5.2), the reinforcement must be of class B or C steel according to table C.1 of EC2 Part 1-17. Only ribbed bars may be used, except for closed stirrups and cross-ties, where plain bars are acceptable. Ribbed welded wire meshes may be used, which must be of class B or C steel in primary members.

10.4.2 Partial factors for material properties

For all classes of ductility, the following values of partial factor should be used in the calculation of resistance at ULS:

$$\text{Concrete: } \gamma_c = \mathbf{1.5 [1.5]} \quad (10.1)$$

$$\text{Reinforcing steel: } \gamma_s = \mathbf{1.15 [1.15]} \quad (10.2)$$

10.5 Types des bâtiments en béton armé et coefficients de comportement

Les bâtiments en béton sont classés selon leur comportement sous l'effet des actions sismiques horizontales. Les classes à considérer correspondent aux types suivants, définis dans la Section Terminologie et Notations :

- système à ossature
- système de murs
- mur ductile
- murs couplés (à files d'ouvertures)
- murs de grandes dimensions faiblement armés
- murs à contreventement mixte
- système à contreventement mixte équivalent à une ossature
- système à contreventement mixte équivalent à des murs
- système flexible à la torsion et système en pendule inverse ; les deux sont exclus du cadre de ce *Manuel* et ne sont donc pas considérés plus avant.

Il est noté qu'il y a un recouvrement entre les systèmes d'ossatures et les systèmes à murs couplés, la classification en l'un ou l'autre type dépendant de la taille relative entre les éléments horizontaux et verticaux. L'EC8 établit qu'un mur est un élément vertical avec un rapport de la longueur à l'épaisseur l_w/b_w plus grand que 4, ce qui est un critère suffisant pour choisir.

Il y a aussi un recouvrement entre murs couplés et murs avec de petites ouvertures. La définition des murs couplés donnée dans la Section Terminologie et Notations donne un critère pour une classification correcte.

Les caractéristiques géométriques ou mécaniques permettant de définir les différents éléments (poteaux, poutres et murs) sont données dans les paragraphes correspondants ci-après. Les bâtiments en béton peuvent être classés selon un type de système structurel dans une direction horizontale et selon un autre type dans l'autre direction horizontale. A un type structurel est associé un coefficient de comportement dont la valeur maximale est donnée par la relation :

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (10.3)$$

q_0 est la valeur de base du coefficient de comportement, donnée dans le Tableau 10.1. Cette valeur dépend de la régularité en plan et en élévation des bâtiments.

10.5 Types of reinforced concrete buildings and behaviour factors

Concrete buildings are classified according to their behaviour under the effect of the horizontal seismic actions. The classes to be considered correspond to the following types, defined in Terminology and Notation:

- frame system
- wall system
- ductile wall
- coupled wall
- large lightly reinforced wall
- dual system
- frame equivalent dual system
- wall equivalent dual system
- torsionally flexible system and inverted pendulum system, both of which are excluded from the scope of this *Manual*, and are not referred to further.

It may be observed that there is an overlap between frame systems and coupled walls, with the classification to one or other type depending on the relative size of the vertical and the horizontal elements. EC8 states that a wall is a vertical element with a length to thickness ratio l_w/b_w greater than 4, which is a sufficient criterion for the choice.

There is also an overlap between coupled walls and walls with small openings. The definition of coupled walls given in Terminology and Notation gives a criterion for the appropriate classification.

The geometrical or mechanical characteristics which correspond to the definition of the various elements (columns, beams and walls) are given in the corresponding paragraphs below. Concrete buildings can be classified according to one type of structural system in one horizontal direction and another type in the other horizontal direction. For each design direction, each type of structural system has an associated behaviour factor whose maximum value is given by the relation:

$$q = q_0 k_w \geq 1.5 \quad (10.3)$$

q_0 is the basic value of the behaviour factor, given in Table 10.1. It depends on whether or not the building is regular in plan and elevation.

Tableau 10.1 Valeurs de base du coefficient de comportement q_0 en classe DCM

Type de structure ^a		Régularité en plan et en élévation	Irrégularité modérée ^b		
			En plan seulement	En élévation seulement	En plan et en élévation
Système à ossature ou système à contreventement mixte équivalent à une ossature	à un étage	3,3	3,15	2,64	2,52 ^c
	à une travée et plusieurs étages	3,6	3,3	2,88	2,64 ^c
	à plusieurs travées et plusieurs étages	3,9	3,45	3,12	2,76 ^c
Système de murs couplés, système à contreventement mixte équivalent à des murs		3,6	3,3	2,88	2,64 ^c
Système de murs ductiles non couplés		3,0	3,0	2,4	2,4
Murs de grandes dimensions faiblement armés		3,0	3,0	2,4	2,4
Notes					
a Pour la définition des types de structures, voir la 'Terminologie' au début de ce <i>Manuel</i> .					
b Les irrégularités modérées en plan et en élévation sont définies dans les Sections 6.3.4 et 6.4.2. La forte irrégularité est permise (mais pas encouragée) par l'EC8, mais les structures fortement irrégulières sortent du cadre du présent <i>Manuel</i> .					
c Les valeurs indiquées ici tiennent en compte des valeurs approximatives de α_u/α_t , coefficient représentatif de l'hyperstaticité de la structure (cf. EC8 Partie 1 ³ , Clauses 5.2.2.2 (4), (5) et (6)).					

Le coefficient k_w reflète le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs. Il doit être pris comme suit :

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1,00, \quad \text{pour les ossatures ou les systèmes à contreventement mixte équivalent à des ossatures} \\ \frac{(1 + \alpha_0)}{3}, \quad \text{mais ni inférieur à 0,5 ni supérieur à 1, pour les systèmes de murs ou à contreventement mixte équivalent à des murs} \end{array} \right\} \quad (10.4)$$

où α_0 est le rapport de forme prédominant des murs du système structural.

Table 10.1 Basic value of the behaviour factor q_0 for DCM structures

Structural type ^a		Regular in plan and elevation	Moderately irregular ^b		
			In plan only	In elevation only	In plan and elevation
Frame system or frame equivalent dual system	One storey	3.3	3.15	2.64	2.52 ^c
	Multi-storey, one-bay	3.6	3.3	2.88	2.64 ^c
	Multi-storey, multi-bay	3.9	3.45	3.12	2.76 ^c
System of coupled walls or wall equivalent dual system		3.6	3.3	2.88	2.64 ^c
System of uncoupled ductile walls		3.0	3.0	2.4	2.4
Large lightly reinforced walls		3.0	3.0	2.4	2.4
Notes					
a For definitions of structural types, see 'Terminology' at the beginning of this <i>Manual</i> .					
b Moderate irregularity in plan and elevation are defined in Sections 6.3.4 and 6.4.2. High irregularity is permitted (but not encouraged) by EC8, but highly irregular structures are beyond the scope of this <i>Manual</i> .					
c The values indicated here take account of approximate values of α_u/α_t , coefficient representative of the redundancy of the structure (see EC8 Part 1 ³ , clauses 5.2.2.2 (4), (5) and (6)).					

The factor k_w reflects the rupture mode prevailing in a structural wall system. It must be taken as follows:

$$k_w = \left\{ \begin{array}{l} 1.00, \quad \text{for frame and frame-equivalent dual systems} \\ \frac{(1 + \alpha_0)}{3}, \quad \text{but not less than 0.5 or greater than 1, for wall, wall-equivalent systems} \end{array} \right\} \quad (10.4)$$

where α_0 is the prevailing aspect ratio of the walls of the structural system.

10.6 Bâtiments en béton

Le rapport de forme prédominant α_0 peut être déterminé à partir de l'expression suivante, sous réserve que le rapport (h_{wi}/l_{wi}) ne varie pas trop entre les murs ; *il est recommandé de considérer que des variations inférieures à 20% peuvent être considérées comme acceptables* :

$$\alpha_0 = \Sigma h_{wi} / \Sigma l_{wi} \quad (10.5)$$

où :

h_{wi} est la hauteur du mur i ; et

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

Quand la longueur du mur varie avec la hauteur ou quand il y a des ouvertures dans les murs ou dans le cas de murs couplés, il est recommandé de prendre une longueur équivalente dans l'Equation 10.5, longueur donnant une raideur équivalente (c.à.d. le même déplacement au sommet dans une distribution donnée de forces). Néanmoins, pour simplifier l'évaluation de α_0 quand la structure comprend des murs couplés, il est acceptable de considérer chaque mur indépendamment, en ne considérant pas l'effet de couplage apporté par les linteaux. De même, quand un mur est classé comme mur plein (c.-à-d. sans ouverture ou avec de petites ouvertures), alors l'influence des ouvertures peut être négligée dans l'évaluation de α_0 .

Dans les structures irrégulières en plan, le rapport de forme peut être différent d'un mur à l'autre. Dans de tels cas, il est recommandé que l'évaluation de α_0 soit seulement basée sur les murs qui prédominent dans la résistance à l'effort tranchant total. Par exemple, les murs les plus flexibles qui résistent ensemble à moins de 35% de l'effort tranchant repris par le mur le plus rigide peuvent être négligés dans l'application de l'Equation 10.5.

10.6 Ossatures spatiales (poteaux, poutres et nœuds)

10.6.1 Conditions générales pour les ossatures

10.6.1.1 Excentricité entre poutres et poteaux

L'excentricité de l'axe d'une poutre par rapport à l'axe du poteau auquel elle est connectée doit être limitée à $b_c/4$, b_c étant la plus grande dimension de section transversale du poteau perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre.

Il est noté que cette condition s'applique aux poutres continues de part et d'autre d'un nœud poutre-poteau et aussi aux poutres qui s'arrêtent à un tel nœud.

The prevailing aspect ratio α_0 may be determined from the following expression, provided the ratio (h_{wi}/l_{wi}) does not differ significantly between walls; *as a guide, it is recommended that variations lower than 20% may be judged as acceptable*:

$$\alpha_0 = \Sigma h_{wi} / \Sigma l_{wi} \quad (10.5)$$

where:

h_{wi} is the height of wall i ; and

l_{wi} is the cross-sectional length of wall i .

When the length of a wall varies with height, or when there are openings in the wall, or in the case of coupled walls, it is recommended that an equivalent length should be used in Equation 10.5, which gives an equivalent stiffness (i.e. the same displacement at top under a given distribution of forces). However, to simplify the evaluation of α_0 when the structure includes coupled walls, it is admissible to consider each wall independently, not considering the effect of coupling beams. Also, where a wall is classified as a plain wall (i.e. without openings or with small openings), then the influence of openings may be disregarded in the evaluation of α_0 .

In structures which are irregular in plan, the aspect ratio may be very different from one wall to another. In such cases, it is recommended that the evaluation of α_0 is based solely on those walls which predominate in resisting the total seismic shear force. For example, the most flexible walls which together resist less than 35% of the shear force taken by the stiffest wall may be neglected for the purposes of Equation 10.5.

10.6 Moment resisting frames (beams, columns and joints)

10.6.1 General conditions for frames

10.6.1.1 Eccentricity between beams and columns

The eccentricity of a beam axis should be limited relative to that of the column into which it frames, so that the distance between the centroidal axes of the two members should be limited to less than $b_c/4$, where b_c is the largest cross-sectional dimension of the column normal to the longitudinal axis of the beam.

It may be observed that this condition applies to beams which are continuous through a beam-column joint as well as those that terminate at the joint.

10.6.1.2 Résistances relatives des poutres et des poteaux

Sauf indication contraire ci-après, l'Equation 10.6 doit être satisfaite à tous les nœuds de poutres sismiques primaires ou secondaires avec des poteaux sismiques primaires, pour les deux directions principales (X et Y) et pour chaque sens de la sollicitation sismique ; ainsi l'Equation 10.6 doit être vérifiée pour quatre conditions, soit pour X positif, X négatif, Y positif et Y négatif.

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} \quad (10.6)$$

avec :

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

ΣM_{Rb} somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées au nœud.

Les armatures de dalles parallèles aux poutres et situées dans la largeur participante de membrure contribuent à la résistance en flexion des poutres, si elles sont ancrées au delà de la section des poutres située à la face du nœud.

Il n'est pas nécessaire de respecter l'Equation (10.6) dans les cas suivants :

- au dernier étage de bâtiments à plusieurs étages,
- dans les bâtiments à un seul étage,
- dans le premier étage des bâtiments de deux étages, si la valeur de l'effort normal réduit ν_d ne dépasse pas 0,3 dans tout poteau, avec :

$$\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd} \quad (10.7)$$

Dans les ossatures comportant au moins quatre poteaux en plan ayant des sections transversales approximativement de mêmes dimensions, il n'est pas nécessaire de respecter l'Equation 10.6 dans plus de trois poteaux sur quatre. *Bien que cela ne soit pas précisé par l'EC8, il est recommandé de considérer que les poteaux d'un même niveau ont des sections transversales approximativement de mêmes dimensions si leurs rigidités à la flexion ne varient pas de plus de 20%.*

10.6.2 Poteaux

10.6.2.1 Définition

Les poteaux sont des éléments de structure généralement verticaux supportant des charges gravitaires par compression. Ils sont soumis à un effort normal réduit de calcul ν_d (Equation 10.7) supérieur à 0,1.

10.6.1.2 Relative resistance of beams and columns

Except where noted below, Equation 10.6 must be satisfied at all the joints of primary or secondary seismic beams with primary seismic columns, for the two principal horizontal directions of the structure (say X and Y) and for each direction of the seismic action. Thus Equation 10.6 must be checked for four conditions, namely positive X, negative X, positive Y and negative Y.

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb} \quad (10.6)$$

where:

ΣM_{Rc} is the sum of design values of the flexural strengths of the columns connected to the joint. The lowest value of the flexural strengths of the columns for the range of the axial forces under the design seismic situation must be considered;

ΣM_{Rb} is the sum of design values of the flexural strengths of the beams connected to the joint.

Slab reinforcement parallel to the beam and within the effective flange width contributes to the flexural capacities of the beams, if it is anchored beyond the beam section at the face of the joint.

Equation (10.6) need not apply in the following cases:

- at the top level of multi-storey buildings,
- in single storey buildings,
- at the bottom storey of two-storey buildings if the value of the normalised axial load ν_d does not exceed 0.3 in any column, where:

$$\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd} \quad (10.7)$$

In plane frames with at least four columns of about the same cross-sectional size, it is not necessary to comply with Equation 10.6 in more than three columns out of every four. *Though not stated in EC8, it is recommended that columns at the level considered may be assumed to be of about the same cross-sectional size if their flexural stiffness does not vary by more than 20%.*

10.6.2 Columns

10.6.2.1 Definition

The columns are generally vertical structural elements supporting gravity loads in compression. They are subjected to a normalised design axial force ν_d (Equation 10.7) higher than 0.1.

10.6.2.2 Dimensions

A moins que θ (coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages, voir Section 9.5) ne soit $\leq 0,1$, les dimensions de la section transversale des poteaux ne doivent pas être inférieures à un dixième de la plus grande distance d_c entre le point d'inflexion et les extrémités du poteau, pour la flexion dans un plan parallèle à la dimension de poteau considérée.

Le plus souvent, cette distance peut être prise égale à la demie hauteur du poteau (voir la Figure 10.1). *Néanmoins, cette dimension peut être non conservatrice à la base des poteaux quand la flexibilité des fondations est importante. De plus, il est noté que la dimension minimale d'un poteau recommandée par l'EC8 n'est pas adaptée au cas des systèmes préfabriqués avec des poteaux en console ; l'Annexe Nationale française autorise une dimension minimale moitié de la recommandation de l'EC8.*

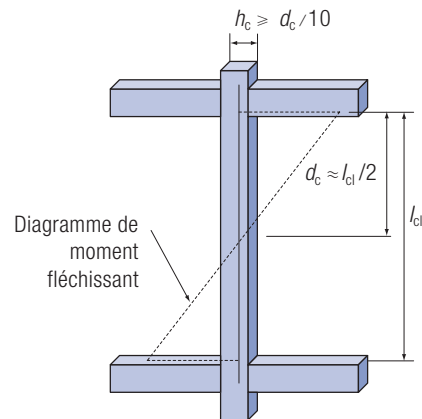


Fig 10.1 Dimensions d'un poteau

10.6.2.3 Valeurs de calcul des actions internes

Les valeurs de calcul des moments fléchissants sont celles obtenues par l'analyse, modifiées quand nécessaire pour respecter l'Equation 10.6.

En revanche, les valeurs de calcul des efforts tranchants sont obtenues à partir de considérations de dimensionnement en capacité en appliquant l'Equation 10.8 dans les deux sens positif et négatif du séisme.

10.6.2.2 Dimensions

Unless θ (the interstorey drift sensitivity coefficient, see Section 9.5) is ≤ 0.1 , the cross-sectional dimensions of the columns should not be less than one tenth of the larger distance d_c between the point of contraflexure and the ends of the column, for bending within a plane parallel to the column dimension considered.

Generally, this distance may be taken as equal to half the height of the column (see Figure 10.1). *However this may be unconservative at the base of columns where the foundation flexibility is significant. Moreover, it is noted that the minimum column dimension recommended by EC8 is not suitable in the case of precast systems with cantilevered columns; the French National Annex permits a minimum dimension which is half the EC8 recommendation.*

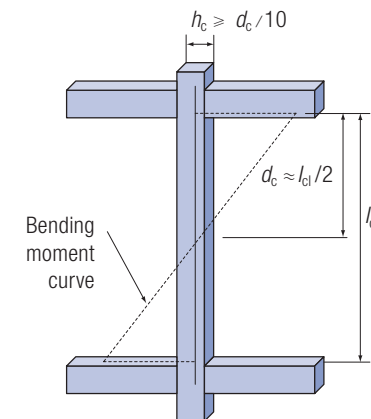


Fig 10.1 Column dimensions

10.6.2.3 Design action effects

The design values of the bending moments are obtained directly from the seismic analysis, modified when necessary to comply with Equation 10.6.

By contrast, the design values of the shear forces are obtained from capacity design considerations, by applying Equation 10.8 in both positive and negative directions of the earthquake.

10.6 Bâtiments en béton

$$V_d = \frac{|M_{2,d}| + |M_{1,d}|}{l_d} \quad (10.8)$$

$M_{i,d}$ sont les moments d'extrémité dont les valeurs sont déterminées par :

$$M_{i,d} = \chi(1,1M_{Rc,i}) \quad (10.9)$$

$$\chi = \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \text{ mais pas plus grand que } 1 \quad (10.10)$$

où :

$M_{Rc,i}$ 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, calculée suivant la Section 10.6.2.4 ;

$\sum M_{Rc}$ et $\sum M_{Rb}$ sont définis dans la Section 10.6.1.

Il est noté qu'il est toujours acceptable et conservatif de prendre pour χ une valeur égale à 1. Néanmoins, dans les situations où l'Equation 10.6 s'applique (ce qui est généralement le cas, mais voir la Section 10.6.1.2 pour les exceptions), χ ne dépasse pas 0,77.

10.6.2.4 Résistance

La valeur de l'effort normal réduit v_d (Equation 10.7) ne doit pas dépasser 0,65.

Les résistances à la flexion et à l'effort tranchant doivent être calculées conformément à l'EC2 Partie 1-17, en utilisant la valeur de l'effort normal issue de l'analyse pour la situation sismique de calcul.

La flexion déviée peut être prise en compte de manière simplifiée en effectuant la vérification séparément dans les deux directions perpendiculaires, avec la résistance à la flexion simple réduite de 30%. *Il est noté qu'une approximation similaire peut être adoptée pour un effort tranchant biaxial, bien qu'aucune indication ne soit donnée par l'EC8.*

10.6.2.5 Dispositions constructives pour la ductilité locale

(i) Conditions générales

Le pourcentage total des armatures longitudinales ρ_l ne doit pas être inférieur à 0,01 et ne doit pas être supérieur à 0,04 (sans compter les recouvrements). Dans les sections transversales symétriques, il faut prévoir des armatures symétriques ($\rho = \rho'$).

Au moins une armature intermédiaire doit être prévue entre les armatures d'angle le long de chaque face du poteau.

$$V_d = \frac{|M_{2,d}| + |M_{1,d}|}{l_d} \quad (10.8)$$

$M_{i,d}$ are end moments, with values determined by:

$$M_{i,d} = \chi(1,1M_{Rc,i}) \quad (10.9)$$

$$\chi = \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \text{ but not greater than } 1 \quad (10.10)$$

where:

$M_{Rc,i}$ is the design value of the flexural resistance at the end i of the column with the sign of the bending moment for the direction considered for the seismic action, calculated according to Section 10.6.2.4;

$\sum M_{Rc}$ and $\sum M_{Rb}$ are defined in Section 10.6.1.

It may be observed that it is always acceptable and conservative to take the value of χ as 1. However, in situations where Equation 10.6 applies (which is generally the case, but see Section 10.6.1.2 for the exceptions), χ will not exceed 0.77.

10.6.2.4 Resistance

The value of the normalised axial force v_d (Equation 10.7) must not exceed 0.65.

The flexural and shear resistances must be derived in accordance with EC2 Part 1-17, using the value of the axial force for the design seismic situation taken from the seismic analysis.

Biaxial bending may be taken into account in a simplified way by checking separately in the two orthogonal directions, with the uniaxial moment of resistance reduced by 30%. *It is recommended that a similar approximation may be adopted for biaxial shear, although no guidance is given by EC8.*

10.6.2.5 Detailing for local ductility

(i) General conditions

The total longitudinal reinforcement ratio ρ_l should be not less than 0.01 and not more than 0.04 (excluding any laps). In symmetrical cross-sections symmetrical reinforcement should be provided ($\rho = \rho'$).

At least one intermediate bar should be provided between corner bars along each column side.

(ii) Dimensions des zones critiques

Doivent être considérées comme des zones critiques les zones à l'extrémité des poteaux primaires où des dispositions constructives particulières sont requises, s'étendant sur une longueur l_{cr} telle que :

$$l_{cr} = \max \{h_c; l_{cl}/6; 0,45\} \quad (\text{en mètres}) \quad (10.11)$$

où (Figure 10.1) :

h_c est la plus grande dimension de la section transversale du poteau ;

l_{cl} est la longueur libre du poteau.

Si $l_{cl}/h_c < 3$, la hauteur totale du poteau sismique doit être considérée comme zone critique et doit être armée en conséquence, conformément aux règles ci-après.

(iii) Armatures dans les régions critiques

Dans les zones critiques des poteaux primaires tels que définis plus haut, les armatures de confinement et les épingles doivent avoir un diamètre minimal de 6mm. La forme des armatures de confinement doit être telle que la section de béton bénéficie de l'état de contrainte triaxial créé par ces armatures (voir les Figures 10.2, 10.3 et 10.22). Leur espacement ne doit pas dépasser :

$$s = \min \{b_o/2; 175; 8d_{bL}\} \quad (\text{en millimètres}) \quad (10.12)$$

où :

b_o est la dimension minimale du noyau de béton (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ;

d_{bL} est le diamètre minimal des barres longitudinales.

La distance entre des barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ne doit pas dépasser 200mm.

Il est noté que des informations plus détaillées et des schémas d'armatures et de détails constructifs des poteaux sont donnés dans le chapitre 2.4.6.3.2 du guide AFPS²⁰.

10.6.2.6 Dimensionnement pour la ductilité au pied des poteaux, à la base du bâtiment

(i) Dimensionnement des armatures de confinement

Les armatures transversales dans la zone critique à la base des poteaux peuvent être déterminées comme spécifié dans l'EC2 Partie 1-17, sous réserve que ν_d (Equation 10.7) $\leq 0,2$ et que la valeur du coefficient de comportement q utilisée dans le dimensionnement ne dépasse pas 2,0. Dans ce cas, les conditions données ci-dessous dans la Section 10.6.2.6 ne s'appliquent pas.

(ii) Dimensions of critical regions

The regions up to a distance l_{cr} from both end sections of a primary seismic column should be considered as being critical regions, in which special seismic detailing is required, where:

$$l_{cr} = \max \{h_c; l_{cl}/6; 0.45\} \quad (\text{in metres}) \quad (10.11)$$

where (Figure 10.1):

h_c is the larger cross sectional dimension of the column;

l_{cl} is the clear height of the column.

If $l_{cl}/h_c < 3$, the total height of a primary seismic column must be considered as being a critical region and reinforced as such, in accordance with the rules below.

(iii) Reinforcement in critical regions

Within the critical regions of the primary seismic columns as defined above, hoops and cross-ties must have a minimum diameter of 6mm. The hoop pattern should be such that the cross-section benefits from the triaxial stress conditions produced by the hoops (see Figures 10.2, 10.3 and 10.22). The spacing of the hoops should not exceed:

$$s = \min \{b_o/2; 175; 8d_{bL}\} \quad (\text{in millimetres}) \quad (10.12)$$

where:

b_o is the minimum dimension of the concrete core (to the centreline of the hoops);

d_{bL} is the minimum diameter of the longitudinal bars.

The distance between consecutive longitudinal bars engaged by hoops or cross-ties must not exceed 200mm.

It is observed that further guidance and illustrations regarding reinforcement detailing of columns are provided in chapter 2.4.6.3.2 of the AFPS guide²⁰.

10.6.2.6 Design for ductility of the bottom of columns at the base of the building

(i) Designing confining reinforcement

The transverse reinforcement in the critical zone at the bottom of columns at the base of the building can be determined as in EC2 Part 1-17, provided ν_d (Equation 10.7) ≤ 0.2 and that the value of the behaviour factor q used in design does not exceed 2.0. In that case, the conditions given below in Section 10.6.2.6 do not apply.

Quand les conditions ci-dessus ne sont pas remplies, le béton doit être confiné au moyen d'armatures transversales conformes à l'Equation 10.13, ainsi que les dispositions Section 10.6.2.5.

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (10.13)$$

où :

ω_{wd} pourcentage mécanique en volume des armatures de confinement :

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad (10.14)$$

f_{yd} limite d'élasticité de calcul de l'acier ;
 f_{cd} résistance de calcul à la compression du béton.

μ_{ϕ} est la valeur requise du coefficient de ductilité en courbure (définie dans 'Terminologie et Notations'), qui peut être obtenue par les Equations 10.15 et 10.16 quand la classe B ou la classe C de l'acier est utilisée pour les armatures.

$$\mu_{\phi} = \kappa [2q_0 - 1] \quad \text{si } T_1 \geq T_C \quad (10.15)$$

$$\mu_{\phi} = \kappa [1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1] \quad \text{si } T_1 < T_C \quad (10.16)$$

où :

$\kappa = 1,5$ pour des armatures de Classe B,
 $1,0$ pour des armatures de Classe C ;

q_0 est le coefficient de comportement pris en compte dans les calculs ;

T_1 est la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical où la flexion se produit ;

T_C est la période à la limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre ;

ν_d est l'effort normal réduit de calcul (Equation 10.7) ;

$\varepsilon_{sy,d}$ est la valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite d'élasticité ;

h_c est la hauteur brute de la section transversale dans la direction considérée ;

h_0 est la hauteur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ;

b_c est la largeur brute de la section transversale ;

b_0 est la largeur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ;

α est le coefficient d'efficacité du confinement (voir ci-dessous).

When the conditions above are not met, the concrete must be confined by the means of transverse reinforcement conforming to Equation 10.13, as well as the provisions of Section 10.6.2.5.

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (10.13)$$

where:

ω_{wd} is the mechanical volumetric ratio of the confining hoops;

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume of confining hoops}}{\text{volume of concrete core}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad (10.14)$$

f_{yd} is the design yield strength of steel;
 f_{cd} is the design compressive strength of concrete.

μ_{ϕ} is the required value of the curvature ductility factor (defined in Terminology and Notation) which may be obtained from Equations 10.15 and 10.16 when class B or C steel is used for longitudinal reinforcement.

$$\mu_{\phi} = \kappa [2q_0 - 1] \quad \text{if } T_1 \geq T_C \quad (10.15)$$

$$\mu_{\phi} = \kappa [1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1] \quad \text{if } T_1 < T_C \quad (10.16)$$

where:

$\kappa = 1.5$ for Class B reinforcement,
 1.0 for Class C reinforcement.

q_0 is the behaviour factor taken into account in calculations;

T_1 is the fundamental period of the building, taken within the vertical plane in which bending takes place;

T_C is the period at the upper limit of the constant acceleration region of the spectrum;

ν_d is the normalised design axial force (Equation 10.7);

$\varepsilon_{sy,d}$ is the design value of tension steel strain at yield;

h_c is the gross cross-sectional depth in the horizontal direction considered;

h_0 is the depth of confined core (to the centreline of the hoops);

b_c is the gross cross-sectional width;

b_0 is the width of confined core (to the centreline of the hoops);

α is the confinement effectiveness factor (see below).

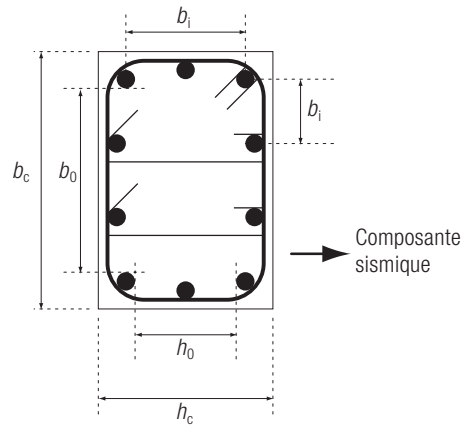


Fig 10.2 Dimensions d'un noyau de poteau confiné

Il est noté pour guider le lecteur que la valeur du produit $\alpha\omega_{wd}$ de l'Equation 10.13 est couramment comprise entre 0 et 0,3. α ne peut pas être plus grand que 1 et ses valeurs habituelles sont de l'ordre de 0,5.

Le pourcentage ω_{wd} doit être au moins égal à 0,08 dans la zone critique à la base des poteaux primaires.

(ii) Evaluation du coefficient d'efficacité du confinement α

Le coefficient d'efficacité du confinement est égal à $\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$, avec :

Pour les sections transversales rectangulaires :

$$\alpha_n = \frac{1 - \sum_n b_f^2}{6b_0h_0} \quad (10.17)$$

$$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2b_0}\right)\left(\frac{1-s}{2h_0}\right) \quad (10.18)$$

n est le nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ;

b_i est la distance entre des barres maintenues consécutives ; b_i ne doit pas être supérieur à 200mm (voir la Section 10.6.2.5) ;

s est la distance entre deux plans de confinement successifs.

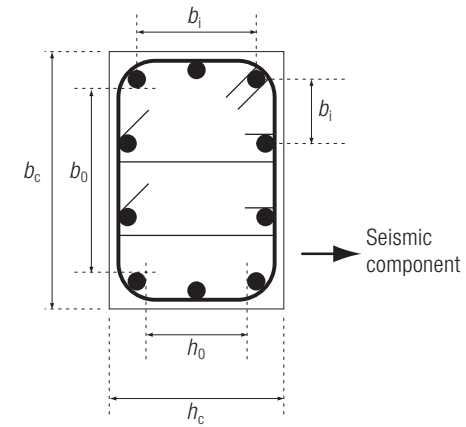


Fig 10.2 Dimensions of confined column core

As a guide, it may be observed that the value of the product $\alpha\omega_{wd}$ in Equation 10.13 usually lies between 0 and 0.3. α cannot be higher than 1 and usual values are of the order of 0.5.

A minimum value of ω_{wd} equal to 0.08 should be provided within the critical region at the base of the primary seismic columns.

(ii) Evaluating the confinement effectiveness factor α

The confinement effectiveness factor is equal to $\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$, with:

For rectangular cross-sections:

$$\alpha_n = \frac{1 - \sum_n b_f^2}{6b_0h_0} \quad (10.17)$$

$$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2b_0}\right)\left(\frac{1-s}{2h_0}\right) \quad (10.18)$$

n is the total number of longitudinal bars laterally engaged by hoops or cross ties;

b_i is the distance between consecutive engaged bars; b_i should not be greater than 200mm (see Section 10.6.2.5);

s is the distance between two consecutive planes of confining bars.

Pour les sections transversales circulaires avec armatures de confinement circulaires et noyau confiné de diamètre D_0 (par rapport à l'axe des cerces ou des spirales) :

$$\alpha_n = 1 \quad (10.19)$$

$$\text{pour un confinement circulaire} \quad \alpha_s = \left(\frac{1-s}{2D_0}\right)^2 \quad (10.20a)$$

$$\text{pour un confinement spirale} \quad \alpha_s = \left(\frac{1-s}{2D_0}\right) \quad (10.20b)$$

(iii) Application à des situations courantes

Il est noté que quand les armatures de confinement sont disposées comme sur la Figure 10.3, α_n est donné par l'Equation 10.21.

For circular cross-sections with hoops or spirals and diameter of confined core D_0 (to the centreline of hoops or spirals):

$$\alpha_n = 1 \quad (10.19)$$

$$\text{for circular hoops} \quad \alpha_s = \left(\frac{1-s}{2D_0}\right)^2 \quad (10.20a)$$

$$\text{for spiral confinement} \quad \alpha_s = \left(\frac{1-s}{2D_0}\right) \quad (10.20b)$$

(iii) Application to common cases

It may be observed that where confinement is arranged in accordance with Figure 10.3, α_n is given by Equation 10.21.

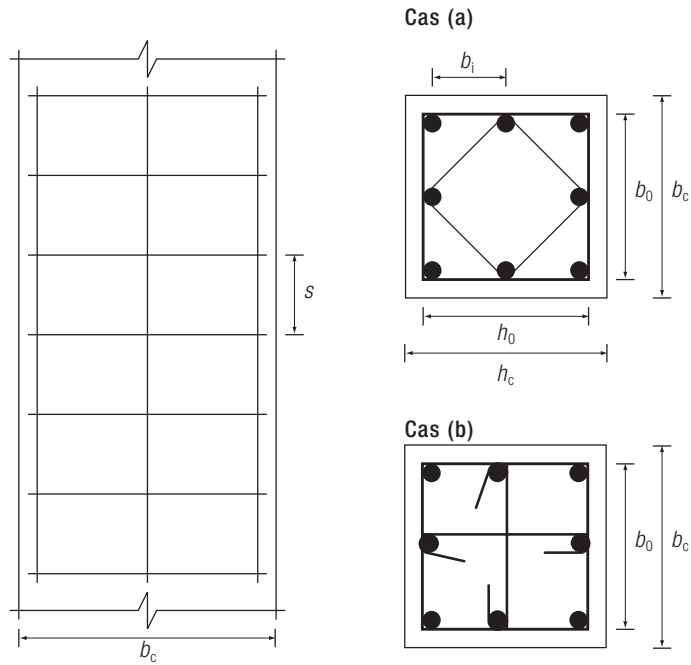


Fig 10.3 Dispositions typiques des armatures de confinement dans un poteau

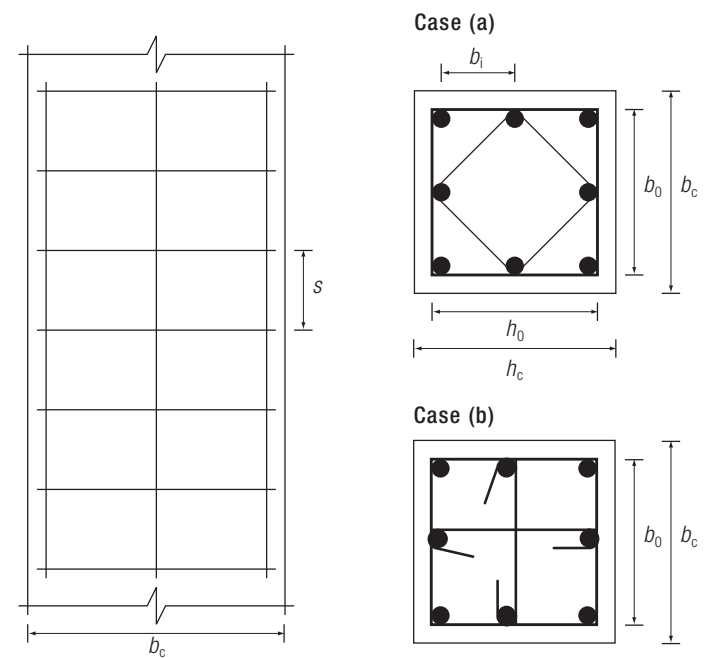


Fig 10.3 Typical arrangements of confining bars in a column

$$\alpha_n = 1 - \frac{h_0^2 + b_0^2}{6h_0b_0} = 0,66 \text{ pour } h_0 = b_0 \quad (10.21)$$

Quand les nappes d'armatures de confinement sont de même diamètre, les valeurs de ω_{wd} sont :

$$\text{Cas (a), Figure 10.3 : } \omega_{wd} = \frac{2(h_0 + b_0) + 2\sqrt{h_0^2 + b_0^2}}{h_0 \cdot b_0 \cdot s} \cdot A_s \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (10.22)$$

$$\text{Cas (b), Figure 10.3 : } \omega_{wd} = \frac{3(h_0 + b_0)}{h_0 \cdot b_0 \cdot s} \cdot A_s \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (10.23)$$

A_s : aire de la section de chaque armature transversale.

Il est noté que les Figures 10.4 et 10.5 montrent l'espacement maximal des cadres au pied des poteaux primaires à la base des bâtiments, dans différents cas, avec du béton C25/30 (Figure 10.4) et C32/40 (Figure 10.5) et avec une limite d'élasticité caractéristique de $f_{yk}=500\text{MPa}$ pour les deux types d'armatures, longitudinales et de confinement. L'espacement maximal peut aussi être déduit des Figures 10.4 et 10.5 pour les poteaux ayant pour constituants un grade de béton approprié mais avec des nuances d'acier plus faibles ; cela conduirait à des résultats légèrement conservatifs (c.à.d. l'espacement maximal sera légèrement plus faible). Néanmoins, l'espacement maximal est significativement plus faible pour de meilleurs bétons et significativement plus grand pour de moins bons bétons, les autres paramètres étant inchangés.

10.6.2.7 Longueurs d'ancrage et de recouvrement

Les longueurs d'ancrage et de recouvrement des armatures doivent être calculées pour leur traction maximale (ou leur compression maximale quand approprié), sans prendre en compte la réduction liée à l'aire des armatures réellement mises en place, comme prévue par l'EC2 Partie 1-17, Equation (8.3), dans les situations non sismiques.

Si, dans les situations sismiques de calcul, l'effort normal dans un poteau est une traction, les longueurs d'ancrage doivent être augmentées de 50%.

$$\alpha_n = 1 - \frac{h_0^2 + b_0^2}{6h_0b_0} = 0,66 \text{ for } h_0 = b_0 \quad (10.21)$$

When layers of transverse confining bars are of same diameters, values of ω_{wd} are:

$$\text{Case (a), Figure 10.3: } \omega_{wd} = \frac{2(h_0 + b_0) + 2\sqrt{h_0^2 + b_0^2}}{h_0 \cdot b_0 \cdot s} \cdot A_s \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (10.22)$$

$$\text{Case (b), Figure 10.3: } \omega_{wd} = \frac{3(h_0 + b_0)}{h_0 \cdot b_0 \cdot s} \cdot A_s \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (10.23)$$

where:

A_s is the cross-section area of each individual transverse bar.

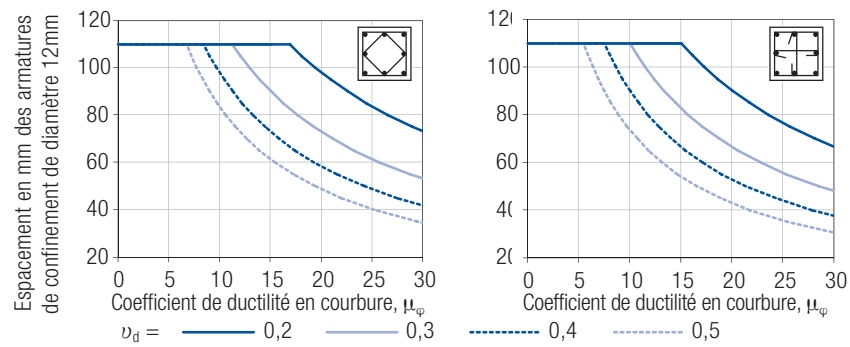
It may be observed that Figures 10.4 and 10.5 show the maximum hoop spacing at the bottom of primary columns at the base of buildings, for various specific cases, with concrete grade C25/30 (Figure 10.4) and C32/40 (Figure 10.5) and with steel characteristic yield strength $f_{yk}=500\text{MPa}$ for both longitudinal and confining steel. The maximum spacing may also be taken from Figures 10.4 and 10.5 for columns with the appropriate concrete grade but lower grades of steel; this will give slightly conservative results (i.e. the maximum spacing will be slightly greater). However, the maximum spacing is significantly less for higher concrete grades and significantly greater for lower concrete grades, assuming the other parameters do not change.

10.6.2.7 Anchorage and lap lengths

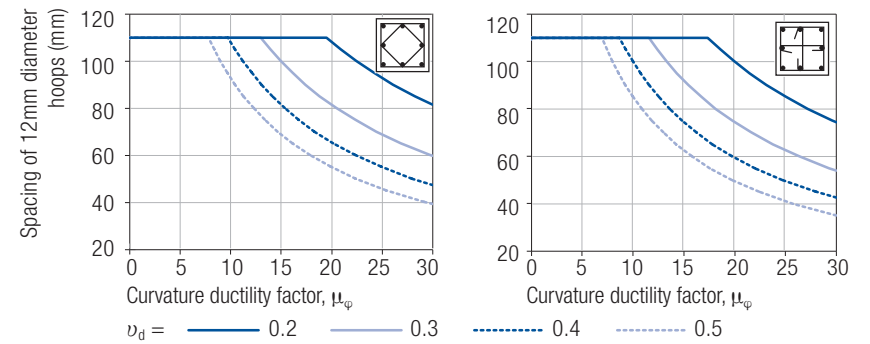
Anchorage and lap lengths must be calculated as their full tension (or, if appropriate, compression) value, without the reduction for the actual area of reinforcement provided, as allowed for non-seismic design in EC2 Part 1-17, equation (8.3).

If, under the seismic design situation, the axial force in a column is tensile, the anchorage lengths should be increased by a further 50%.

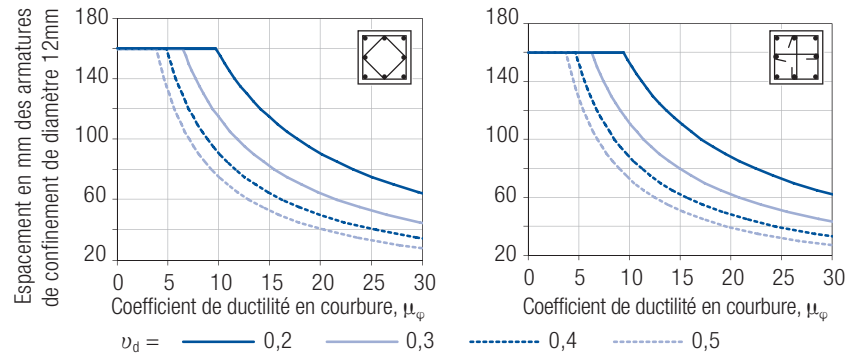
Armatures de confinement en pied d'un poteau primaire pour un poteau 300mm x 300mm
(Eq 10.13 avec C25/30, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, enrobage des armatures longitudinales $\leq 40\text{mm}$)



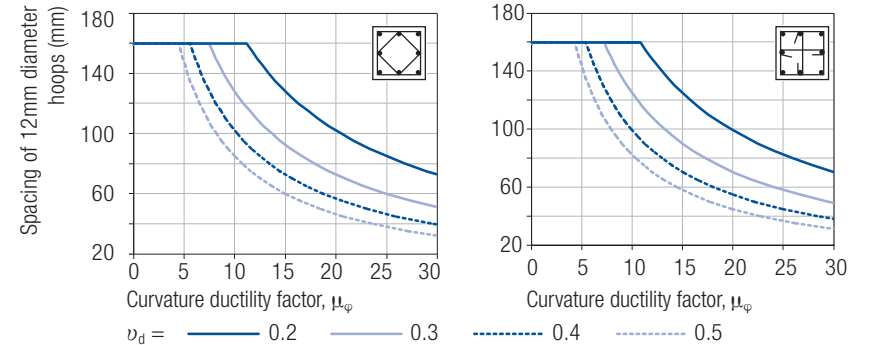
Confining steel at the bases of primary columns (Eq 10.13) for a 300mm x 300mm column
C25/30, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, cover to main steel $\leq 40\text{mm}$)



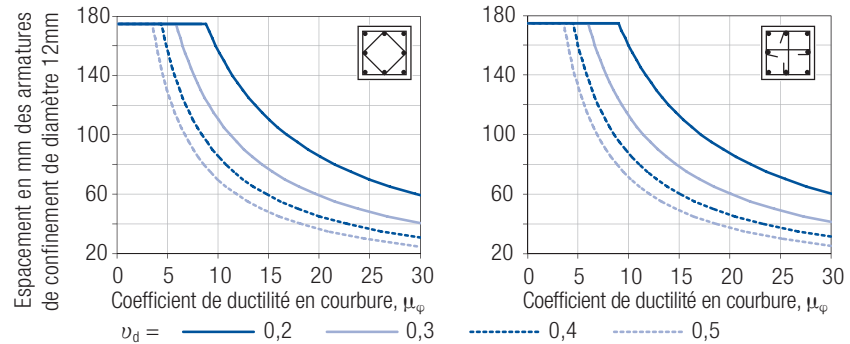
Armatures de confinement en pied d'un poteau primaire pour un poteau 400mm x 400mm
(Eq 10.13 avec C25/30, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, enrobage des armatures longitudinales $\leq 40\text{mm}$)



Confining steel at the bases of primary columns (Eq 10.13) for a 400mm x 400mm column
C25/30, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, cover to main steel $\leq 40\text{mm}$)



Armatures de confinement en pied d'un poteau primaire pour un poteau 500mm x 500mm
(Eq 10.13 avec C25/30, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, enrobage des armatures longitudinales $\leq 40\text{mm}$)



Confining steel at the bases of primary columns (Eq 10.13) for a 500mm x 500mm column
C25/30, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, cover to main steel $\leq 40\text{mm}$)

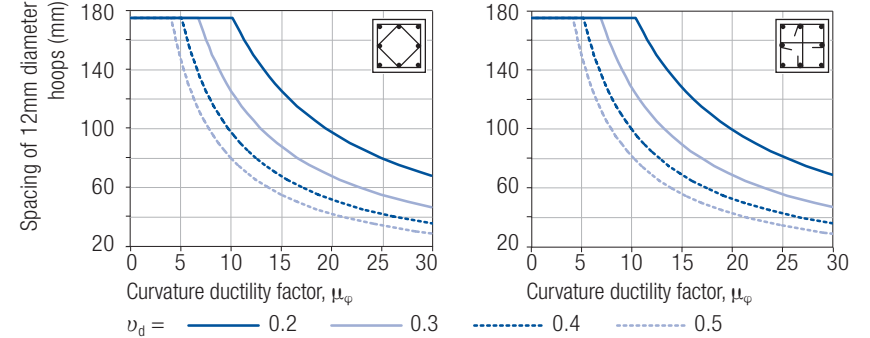
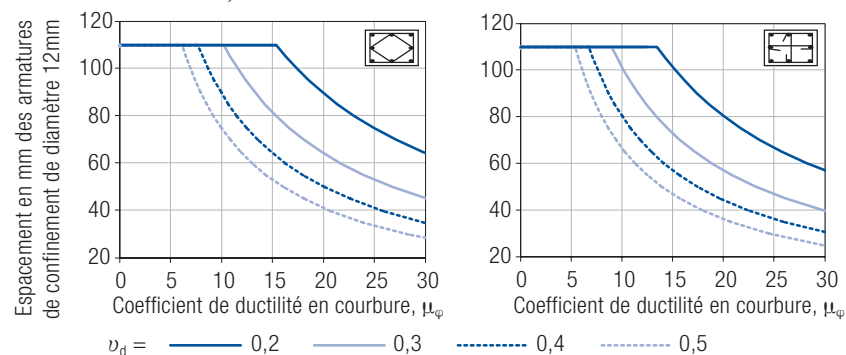


Fig 10.4 Abaques pour l'espace des armatures de confinement au pied des poteaux primaires, à la base des bâtiments BETON 25/30

Fig 10.4 Charts for maximum hoop spacing at the bottom of primary columns at the base of buildings GRADE 25/30 CONCRETE

Armatures de confinement en pied d'un poteau primaire pour un poteau 500mm x 300mm
(Eq 10.13 avec C25/30, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, enrobage des armatures longitudinales $\leq 40\text{mm}$)

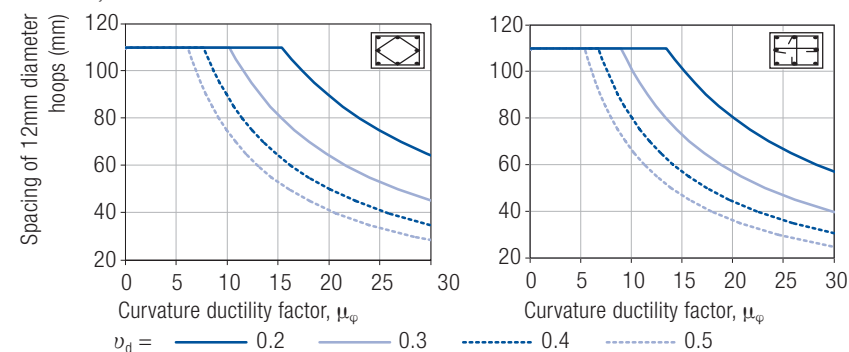


Notes

- les γ_M sont 1,3 pour le béton et 1,0 pour les armatures
- En outre, il convient de vérifier que l'espacement des armatures transversales n'exécède pas $8d_{bL}$ (voir l'Equation 10.12).
- Dans ces abaques, les propriétés du béton données dans l'EC2 Partie 1-1⁷ Tableau 3.1 sont prises en compte et le module E_s des armatures est pris égal à 200GPa, conformément à la Clause 3.2.7(4) de l'EC2 Partie 1-1.
- Sous réserve de la vérification de la Note b, ces abaques peuvent être utilisées pour toutes valeurs des diamètres d_{bL} des armatures longitudinales, mais donnent des résultats légèrement conservatifs pour des grands diamètres d_{bL} .

Fig 10.4 ...Suite

Confining steel at the bases of primary columns (Eq 10.13) for a 500mm x 300mm column
C25/30, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, cover to main steel $\leq 40\text{mm}$

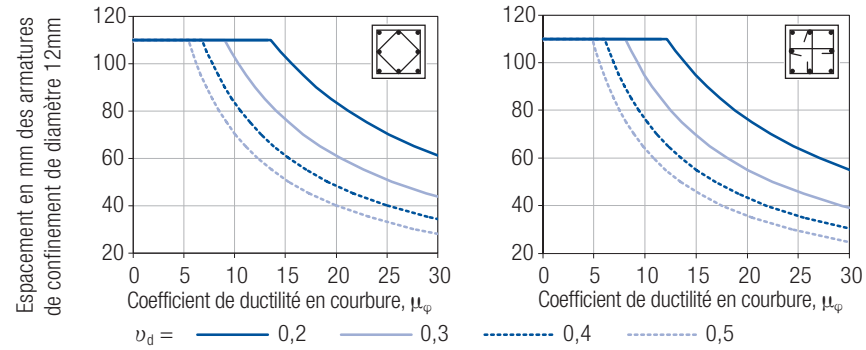


Notes

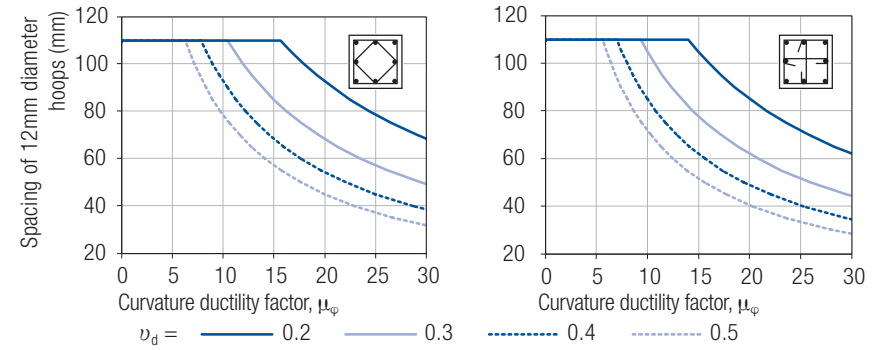
- γ_M taken as 1.5 for concrete and 1.15 for reinforcement
- It must be additionally checked that the hoop spacing does not exceed $8d_{bL}$ (see Equation 10.12).
- The concrete properties of EC2 Part 1-1⁷ Table 3.1 are assumed, and the reinforcement steel modulus E_s is assumed to be 200GPa, according to Clause 3.2.7(4) of EC2 Part 1-1.
- Subject to the check in Note b, these tables may be used for all values of longitudinal steel diameter d_{bL} but will be slightly conservative for large values of d_{bL} .

Fig 10.4 ...Continued

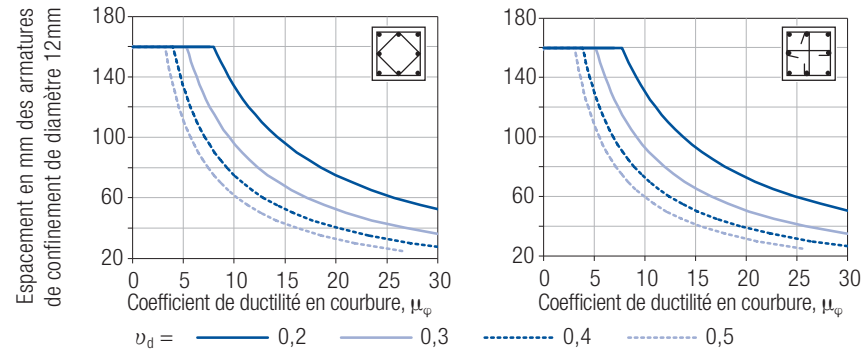
Armatures de confinement en pied d'un poteau primaire pour un poteau 300mm x 300mm (Eq 10.13 avec C32/40, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, enrobage des armatures longitudinales $\leq 40\text{mm}$)



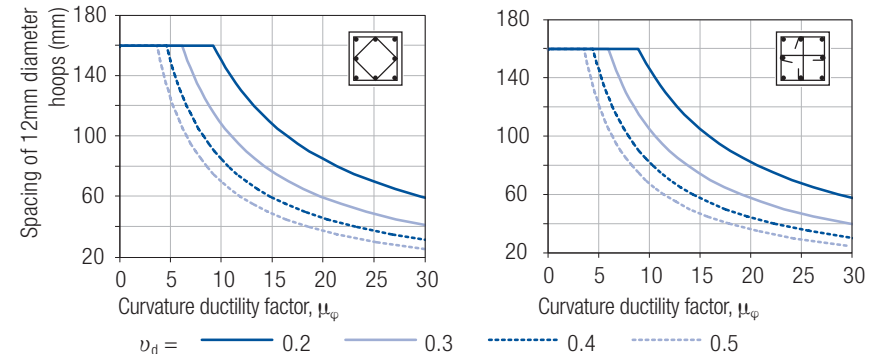
Confining steel at the bases of primary columns (Eq 10.13) for a 300mm x 300mm column (C32/40, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, cover to main steel $\leq 40\text{mm}$)



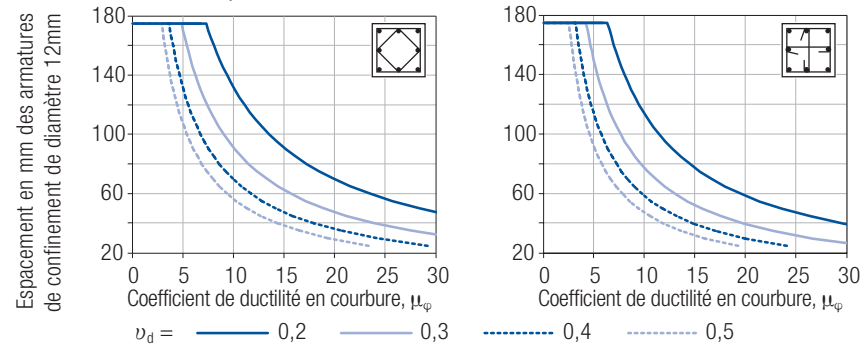
Armatures de confinement en pied d'un poteau primaire pour un poteau 400mm x 400mm (Eq 10.13 avec C32/40, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, enrobage des armatures longitudinales $\leq 40\text{mm}$)



Confining steel at the bases of primary columns (Eq 10.13) for a 400mm x 400mm column (C32/40, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, cover to main steel $\leq 40\text{mm}$)



Armatures de confinement en pied d'un poteau primaire pour un poteau 500mm x 500mm (Eq 10.13 avec C32/40, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, enrobage des armatures longitudinales $\leq 40\text{mm}$)



Confining steel at the bases of primary columns (Eq 10.13) for a 500mm x 500mm column (C32/40, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, cover to main steel $\leq 40\text{mm}$)

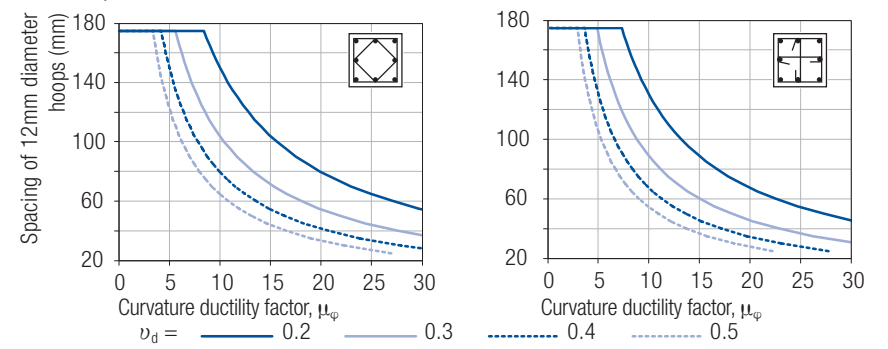
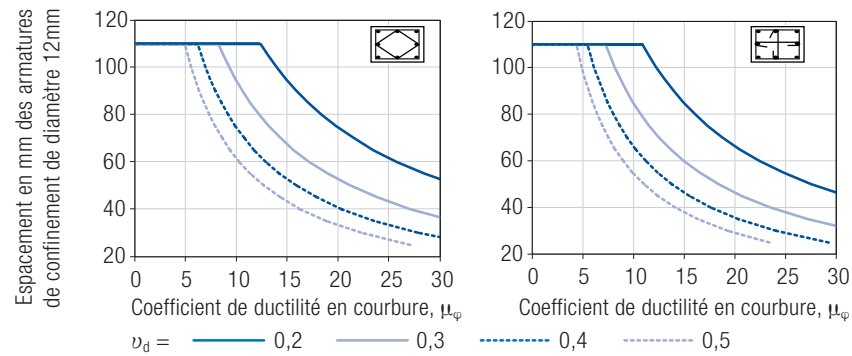


Fig 10.5 Abaques pour l'espaceur des armatures de confinement au pied des poteaux primaires, à la base des bâtiments BETON 32/40

Fig 10.5 Charts for maximum hoop at the bottom of primary columns at the base of buildings GRADE 32/40 CONCRETE

Armatures de confinement en pied d'un poteau primaire pour un poteau 500mm x 300mm
(Eq 10.13 avec C32/40, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, enrobage des armatures longitudinales $\leq 40\text{mm}$)



Notes

- les γ_M sont 1,3 pour le béton et 1,0 pour les armatures
- En outre, il convient de vérifier que l'espacement des armatures transversales n'exécède pas $8d_{bL}$ (voir l'Equation 10.12).
- Dans ces abaques, les propriétés du béton données dans l'EC2 Partie 1-1⁷ Tableau 3.1 sont prises en compte et le module E_s des armatures est pris égal à 200GPa, conformément à la Clause 3.2.7(4) de l'EC2 Partie 1-1.
- Sous réserve de la vérification de la Note b, ces abaques peuvent être utilisées pour toutes valeurs des diamètres d_{bL} des armatures longitudinales, mais donnent des résultats légèrement conservatifs pour des grands diamètres d_{bL} .

Fig 10.5 ...Suite

10.6.3 Poutres

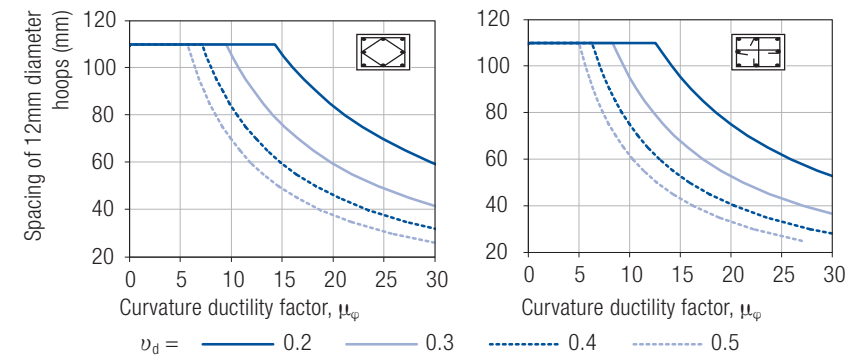
10.6.3.1 Définition

Les poutres sont des éléments de structure généralement horizontaux soumis principalement à des charges transversales et à un effort normal réduit de calcul (Equation 10.7) inférieur à 0,1 (compression positive).

10.6.3.2 Dimensions

L'excentricité de l'axe d'une poutre par rapport à l'axe du poteau auquel elle est connectée doit être limitée à $b_c/4$, b_c étant la plus grande dimension de section transversale du poteau perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre.

Confining steel at the bases of primary columns (Eq 10.13) for a 500mm x 300mm column
(C32/40, $f_{yk} = 500\text{MPa}$, cover to main steel $\leq 40\text{mm}$)



Notes

- γ_M taken as 1.5 for concrete and 1.15 for reinforcement
- It must be additionally checked that the hoop spacing does not exceed $8d_{bL}$ (see Equation 10.12).
- The concrete properties of EC2 Part 1-1⁷ Table 3.1 are assumed, and the reinforcement steel modulus E_s is assumed to be 200GPa, according to Clause 3.2.7(4) of EC2 Part 1-1.
- Subject to the check in Note b, these charts may be used for all values of longitudinal steel diameter d_{bL} but will be slightly conservative for large values of d_{bL} .

Fig 10.5 ...Continued

10.6.3 Beams

10.6.3.1 Definition

Beams are generally horizontal structural elements subjected mainly to transverse loads and a design normalised axial force ν_d (Equation 10.7) less than 0.1, taking compressive axial forces as positive.

10.6.3.2 Dimensions

The eccentricity of the axis of a beam to the axis of the column to which it is connected should be limited to $b_c/4$, where b_c is the largest cross-sectional dimension of the column normal to the longitudinal axis of the beam.

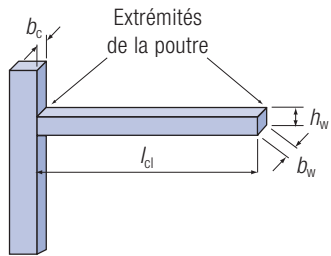


Fig 10.6 Dimensions de la poutre

La largeur b_w d'une poutre doit respecter la condition donnée par l'expression suivante :

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_c\} \quad (10.24)$$

où h_w est la hauteur de la poutre.

10.6.3.3 Valeurs de calcul de l'effort tranchant pour la vérification de résistance

Les rotules plastiques se forment normalement aux deux extrémités de la poutre. Les efforts tranchants de calcul sont déterminés en considérant d'une part les moments de dimensionnement $M_{1,d}$ aux deux extrémités de la poutre, avec considération des valeurs extrêmes obtenues lors du mouvement sismique, d'autre part les charges transverses appliquées le long de la poutre.

En se basant sur les exigences de dimensionnement en capacité, l'effort tranchant de calcul des poutres doit être égal à l'effort tranchant correspondant aux moments plastiques qui se développent dans la poutre (normalement à ses extrémités), en prenant en compte les actions transverses appliquées le long de la poutre (Figure 10.7) et en considérant les deux sens (positif et négatif) du séisme.

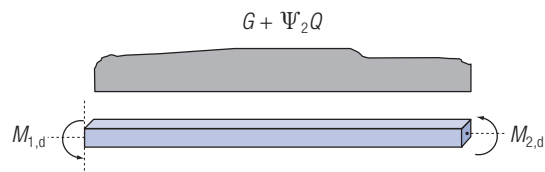


Fig 10.7 Actions appliquées à la poutre

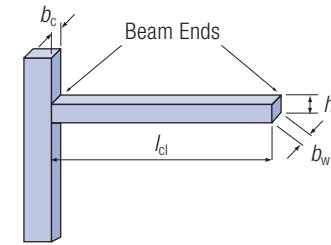


Fig 10.6 Beam dimensions

The width b_w of a beam must comply with the following expression:

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_c\} \quad (10.24)$$

where h_w is the depth of the beam.

10.6.3.3 Design values of the shear force for the verification of resistance

The plastic hinges usually form at the two ends of the beam. The design shear forces are determined as the sum of the shears corresponding to development of the design flexural strengths at each end of the beam, $M_{1,d}$, during the seismic excitation, plus those corresponding to the transverse loads applied along the length of the beam.

Based on capacity design requirements, the design shear force of beams should equal the shear that develops when plastic flexural moments develop in the beams (normally at their ends), taking due account of the transverse loads applied along the beam (Figure 10.7) and considering each direction (i.e. positive and negative) of the earthquake.

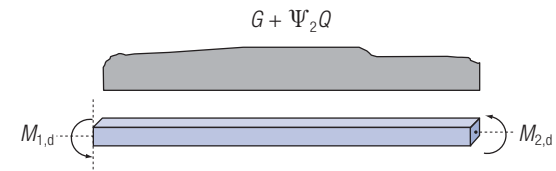


Fig 10.7 Actions applied to the beam

Plus précisément, l'équation suivante s'applique.

$$V_d = \frac{|M_{2,d}| + |M_{1,d}|}{I_{cl}} + V_g + V_q \quad (10.25)$$

où :

V_g et V_q sont les efforts tranchants aux extrémités de la poutre dans la situation sismique de calcul, dus aux actions permanentes et variables respectivement ;

$M_{i,d}$ sont les moments aux extrémités ; leurs valeurs sont déterminés par :

$$M_{i,d} = \chi(1.0M_{Rb,i}) \quad (10.26)$$

$$\chi = \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \text{ mais pas plus grand que } 1 \quad (10.27)$$

où :

$M_{Rb,i}$ est la valeur de calcul de la résistance à la flexion à l'extrémité i de la poutre, le signe du moment correspondant à celui obtenu quand est appliqué le sens considéré de l'action

$\sum M_{Rc}$ et $\sum M_{Rb}$ sont définis dans la Section 10.5.1.

Il est noté que quand l'Equation 10.6 s'applique (ce qui est généralement le cas, voir la Section 10.6.1.2 pour les exceptions), χ est égal à 1.

Lorsqu'à une de ses extrémités la poutre 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.

10.6.3.4 Résistance

Les résistances à la flexion et à l'effort tranchant sont calculées conformément à l'EC2 Partie 1-1⁷.

Pour une poutre en forme de T ou de L, la largeur participante b_{eff} de la membrure est calculée comme suit :

- (a) pour les poutres primaires connectées à un poteau de rive :
 - en l'absence d'une poutre transversale, b_{eff} est égale à la largeur b_c du poteau (Figure 10.8a(i)), ou
 - s'il y a une poutre transversale de hauteur similaire, b_{eff} est égale à b_c , augmenté de $2h_f$ de chaque côté de la poutre (Figure 10.8b(i)).
- (b) pour les poutres primaires connectées à un poteau intermédiaire :
 - en l'absence d'une poutre transversale, b_{eff} est égale à b_c , augmenté de $2h_f$ de chaque côté de la poutre (Figure 10.8a(ii)), ou
 - s'il y a une poutre transversale de hauteur similaire, b_{eff} est égale à b_c , augmenté de $4h_f$ de chaque côté de la poutre (Figure 10.8b(ii)).

Specifically, the following equation applies.

$$V_d = \frac{|M_{2,d}| + |M_{1,d}|}{I_{cl}} + V_g + V_q \quad (10.25)$$

where:

V_g and V_q are the shear forces at the ends of the beam in the seismic design situation due to permanent and variable loads respectively;

$M_{i,d}$ are end moments; their values are determined by:

$$M_{i,d} = \chi(1.0M_{Rb,i}) \quad (10.26)$$

$$\chi = \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \text{ but not greater than } 1 \quad (10.27)$$

where:

$M_{Rb,i}$ is the design value of the flexural resistance at the end i of the beam with the sign of the bending moment for the direction considered for the seismic action

$\sum M_{Rc}$ and $\sum M_{Rb}$ are defined in Section 10.5.1.

It may be observed that where Equation 10.6 applies (which is generally the case, but see Section 10.6.1.2 for the exceptions), χ equals 1.

At a beam end where the beam is supported indirectly by another beam instead of framing into a vertical member, the beam end moment $M_{i,d}$ there may be taken as being equal to the acting moment at the beam end section in the seismic design situation.

10.6.3.4 Resistance

The flexural and shear resistances are calculated in accordance with EC2 Part 1-1⁷.

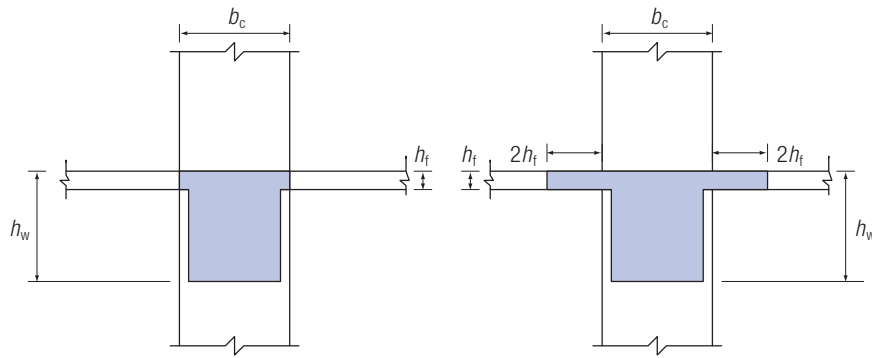
For a beam with a T- or L-shaped section, the effective flange width b_{eff} is as follows:

- (a) for primary seismic beams framing into exterior columns:
 - in the absence of a transverse beam, b_{eff} is equal to the width b_c of the column (Figure 10.8a(i)), or
 - if there is a transverse beam of similar depth, b_{eff} is equal to b_c increased by $2h_f$ on each side of the beam (Figure 10.8b(i)).
- (b) for primary seismic beams framing into interior columns:
 - in the absence of a transverse beam, b_{eff} is equal to b_c increased by $2h_f$ on each side of the beam (Figure 10.8a(ii)), or
 - if there is a transverse beam of similar depth, b_{eff} is equal to b_c increased by $4h_f$ on each side of the beam (Figure 10.8b(ii)).

(a) Portique avec des poutres dans une seule direction

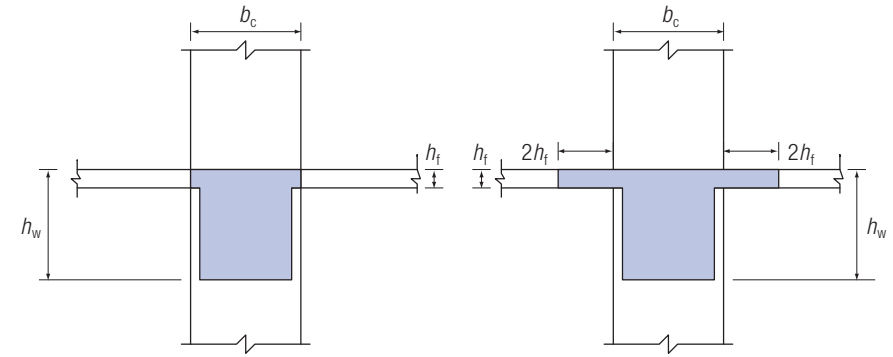
(i) Poutres de rive

(ii) Poutres intermédiaires

**(a) Beams in frames spanning in one direction**

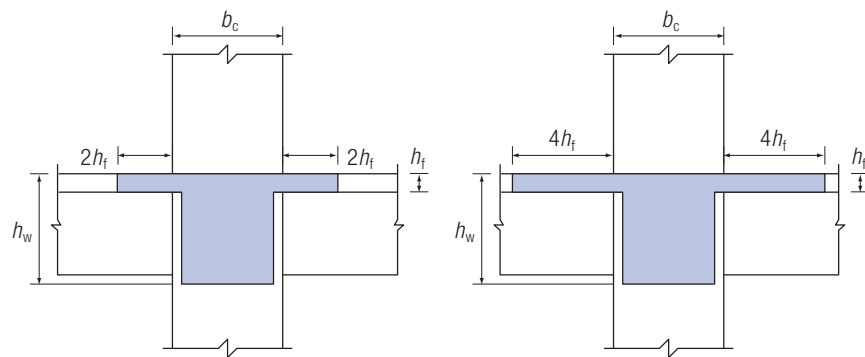
(i) Beams in exterior frames

(ii) Beams in interior frames

**(b) Portique avec des poutres dans deux directions**

(i) Poutres de rive

(ii) Poutres intermédiaires

**(b) Beams in frames spanning in two directions**

(i) Beams in exterior frames

(ii) Beams in interior frames

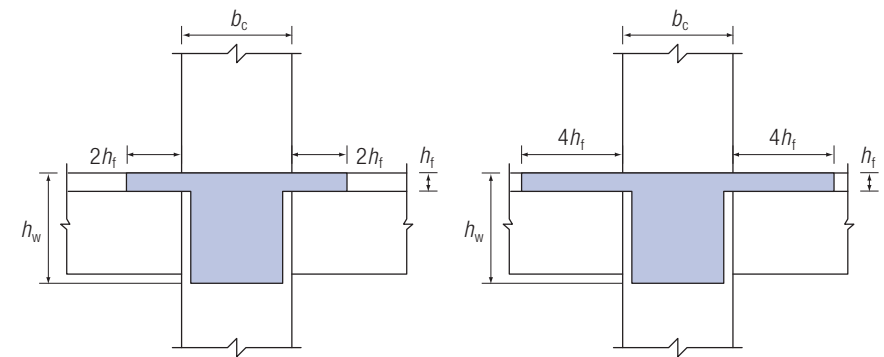


Fig 10.8 Largeur participante d'une poutre en T

10.6.3.5 Dispositions constructives pour la ductilité locale

Les armatures supérieures des sections transversales d'extrémité des poutres en forme de T ou de L doivent être placées principalement dans l'épaisseur de l'âme. Seule une partie de ces armatures peut être placée à l'extérieur de l'âme, tout en restant à l'intérieur de la largeur participante b_{eff} des membrures. Bien que cela ne soit pas indiqué par l'EC8, il est recommandé que pas plus de 25% des armatures soient placées à l'extérieur de l'âme.

Fig 10.8 Effective flange width of T beams

10.6.3.5 Detailing for local ductility

The top reinforcement of the end cross-sections of primary seismic beams with a T- or L-shaped section should be placed mainly within the width of the web. Only part of this reinforcement may be placed outside the width of the web, but within the effective flange width b_{eff} . Although not stated in EC8, it is recommended that no more than 25% of the reinforcement be placed outside the web.

Les zones d'une poutre primaire s'étendant sur une distance $l_{cr} = h_w$ (h_w étant la hauteur de la poutre – voir la Figure 10.8) 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.

Dans les zones critiques des poutres, les conditions suivantes doivent être respectées :

- (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 ρ ne dépasse pas la valeur ρ_{max} égale à :

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (10.28)$$

avec ρ et ρ' pourcentages d'armatures de la zone tendue et de la zone comprimée respectivement, tous deux normalisés par bd , où b est la largeur de la membrure comprimée de la poutre et d est la hauteur efficace de la poutre. Si la zone tendue comprend une dalle, la quantité d'armatures de dalle parallèles à la poutre dans la largeur effective b_{eff} de membrure est incluse dans ρ . μ_ϕ et $\epsilon_{sy,d}$ sont définis dans l'Equation 10.13.

Il est noté que la Figure 10.9 donne des valeurs typiques des pourcentages d'armatures maximal et minimal. Les propriétés du béton données dans l'EC2 Partie 1-1? Tableau 3.1 sont prises en compte et le module E_s des armatures est pris égal à 200GPa, conformément à la Clause 3.2.7(4) de l'EC2 Partie 1-1.

- (c) Le diamètre d_{bw} des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6mm.
- (d) L'espacement s des armatures de confinement ne doit pas être supérieur à :
- $$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\} \text{ (en millimètres)} \quad (10.29)$$
- où d_{bL} est le diamètre minimal des barres longitudinales et h_w la hauteur de la poutre.
- (e) La première armature de confinement ne doit pas être placée à plus de 50mm de la section d'extrémité de la poutre.

The regions of a primary seismic beam up to a distance $l_{cr} = h_w$ (where h_w denotes the depth of the beam – see Figure 10.8) from an end cross-section where the beam frames into a beam-column joint, as well as from both sides of any other cross-section liable to yield in the seismic design situation, should be considered as being critical regions.

In the critical zones of the beams, the following conditions must be met:

- (a) In the compression zone, not less than half of the reinforcement in the tension zone should be provided, in addition to any compression reinforcement needed for the ULS verification of the beam in the seismic design situation.
- (b) The reinforcement ratio of the tension zone ρ should not exceed a value ρ_{max} equal to:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_\phi \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (10.28)$$

with the reinforcement ratios of the tension zone and compression zone, ρ and ρ' , both based on the area bd , where b is the width of the compression flange of the beam and d is the effective depth of the beam. If the tension zone includes a slab, the amount of slab reinforcement parallel to the beam within the effective flange width b_{eff} is included in ρ . μ_ϕ and $\epsilon_{sy,d}$ are defined in Equation 10.13.

It may be observed that Figure 10.9 gives some typical values of maximum and minimum reinforcement. The concrete properties of EC2 Part 1-1? Table 3.1 are assumed, and the reinforcement steel modulus E_s is assumed to be 200GPa, according to Clause 3.2.7(4) of EC2 Part 1-1.

- (c) The diameter d_{bw} of the hoops should be not less than 6mm.
- (d) The spacing, s , of hoops should not exceed:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\} \text{ (in millimetres)} \quad (10.29)$$

where d_{bL} is the smallest longitudinal bar diameter and h_w is the beam depth.

- (e) The first hoop should be placed not more than 50mm from the end of the beam (normally the face of the column).

(f) Tout le long de la poutre, le pourcentage ρ d'armatures de la zone tendue ne doit être nulle part inférieur à la valeur minimale suivante ρ_{min} :

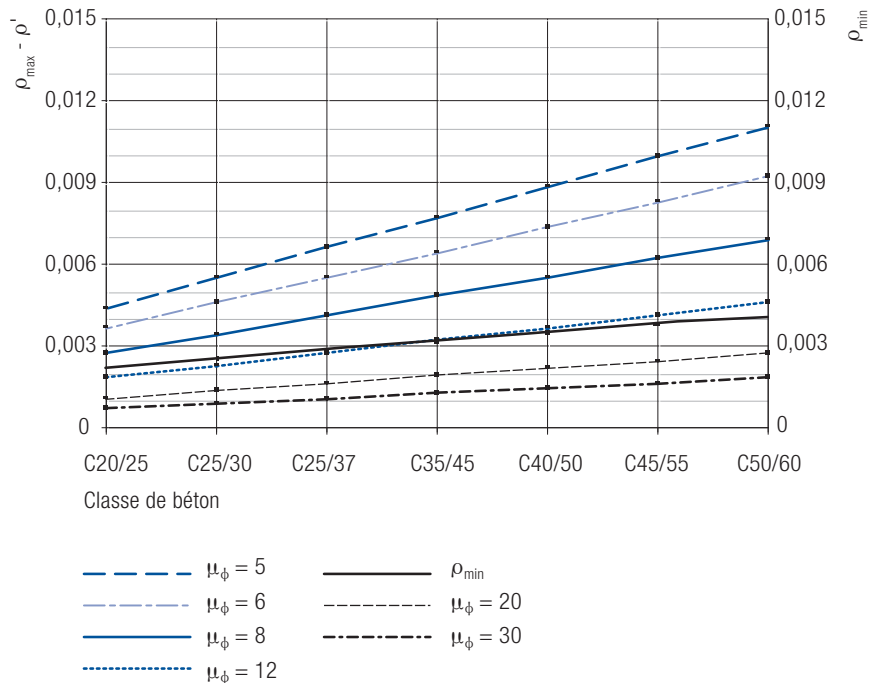
$$\rho_{min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (10.30)$$

où :

f_{ctm} est la valeur moyenne de la résistance à la traction du béton,
 f_{yk} est la valeur caractéristique de la limite d'élasticité de l'acier des armatures

(voir l'EC2 Partie 1-17 pour une définition détaillée de ces deux valeurs).

Pourcentages maximal et minimal d'armatures
 (Eq. 10.28 et Eq. 10.30)



Notes

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,0$; $\gamma_c = 1,3$
 Pour d'autres valeurs de f_{yk} , multiplier ($\rho_{max} - \rho'$) et ρ_{min} par $(500/f_{yk})$

Fig 10.9 Pourcentages maximal et minimal d'armatures principales dans les poutres de ductilité DCM obtenus à partir des Equations 10.28 and 10.30

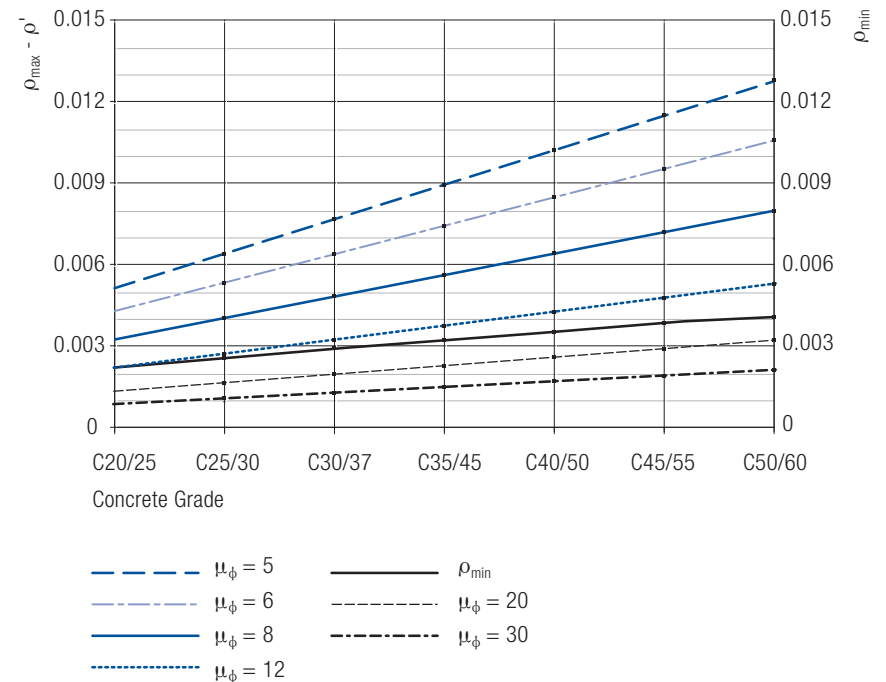
(f) Along the entire length of a primary seismic beam, the reinforcement ratio of the tension zone, ρ , should be not less than the following minimum value ρ_{min} :

$$\rho_{min} = 0.5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (10.30)$$

where:

f_{ctm} is the mean value of axial tensile strength of concrete,
 f_{yk} is the characteristic yield strength of reinforcement
 (see EC2 Part 1-17 for a detailed definition of both values).

Maximum and Minimum steel ratios
 (Eq. 10.28 and Eq. 10.30)



Notes

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$; $\gamma_c = 1.5$
 For other values of f_{yk} , scale ($\rho_{max} - \rho'$) and ρ_{min} by $(500/f_{yk})$

Fig 10.9 Maximum and minimum main beam reinforcement in DCM beams from Equations 10.28 and 10.30

10.6.4 Nœuds poutre-poteau

Dans les nœuds à l'intersection des poutres avec les poteaux, les armatures de confinement horizontales ne doivent pas être inférieures à celles spécifiées dans la Section 10.6.2.5(i) pour les zones critiques des poteaux correspondants (Figure 10.10a), sauf si des poutres sont connectées aux quatre côtés du nœud et si leur largeur correspond à au moins les trois quarts de la dimension parallèle de la section transversale du poteau, auquel cas l'espacement des armatures de confinement horizontales dans le nœud peut être doublé par rapport à cette valeur, sans toutefois dépasser 150mm (Figure 10.10b).

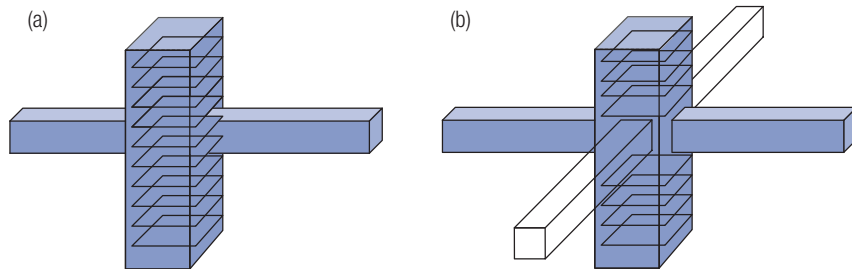


Fig 10.10 Confinement des nœuds poutre-poteau

Au moins une barre verticale intermédiaire (entre les armatures d'angle du poteau) doit être prévue de chaque côté des nœuds.

La partie de l'armature longitudinale des poutres, quand elle est ancrée par croise dans les nœuds, doit toujours être placée à l'intérieur des armatures de confinement correspondantes du poteau.

Le diamètre d_{bL} des barres longitudinales des poutres ancrées dans des nœuds poteau-poutre doit être limité conformément aux expressions suivantes :

(a) pour des nœuds poteau-poutre intermédiaires :

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,5 \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (10.31)$$

10.6.4 Beam-column joints

The horizontal confinement reinforcement in joints of beams with columns should not be less than that specified in Section 10.6.2.5(i) for the critical zones of the corresponding columns (Figure 10.10a), except that if beams are connected to all four sides of the joint and if their width is at least three-quarters of the parallel cross-sectional dimension of the column, the spacing of the horizontal confinement reinforcement in the joint may be increased to twice this value, but may not however exceed 150mm (Figure 10.10b).

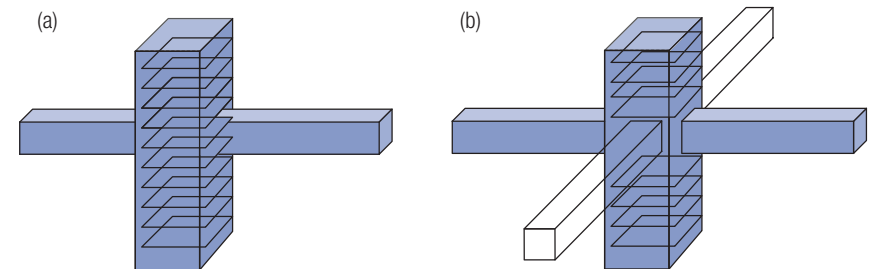


Fig 10.10 Confinement of beam-column joints

At least one intermediate vertical bar should be provided between column corner bars at each side of a joint.

Where the beam longitudinal reinforcement is bent into joints for anchorage, the anchorage bend should always be placed inside the corresponding column hoops.

The diameter d_{bL} of longitudinal bars of beams passing through a joint should be limited in accordance with the following expressions:

(a) for internal beam-column joints:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,5 \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (10.31)$$

(b) pour des nœuds poteau-poutre de rive :

$$\frac{d_{BL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot \nu_d) \quad (10.32)$$

où :

- 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 ;
- ν_d effort normal réduit de calcul dans le poteau, pris à sa valeur minimale pour la situation sismique de calcul ($\nu_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$) ;
- ρ' pourcentage d'armatures comprimées de la poutre traversant le nœud ;
- ρ_{max} pourcentage d'armatures tendues maximal admissible.

La Figure 10.11 donne les diamètres maximaux des barres longitudinales passant à travers les nœuds poteau-poutre, obtenus par les Equations 10.31 et 10.32.

(b) for exterior beam-column joints:

$$\frac{d_{BL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot \nu_d) \quad (10.32)$$

where:

- h_c is the width of the column parallel to the bars;
- f_{ctm} is the mean value of the tensile strength of concrete;
- f_{yd} is the design value of the yield strength of steel;
- ν_d is the normalised design axial force in the column, taken with its minimum value for the seismic design situation ($\nu_d = N_{Ed} / f_{cd} \cdot A_c$);
- ρ' is the compression steel ratio of the beam bars passing through the joint;
- ρ_{max} is the maximum allowed tension steel ratio.

Figure 10.11 plots the maximum bar diameters of longitudinal beam steel passing through beam column joints from Equations 10.31 and 10.32.

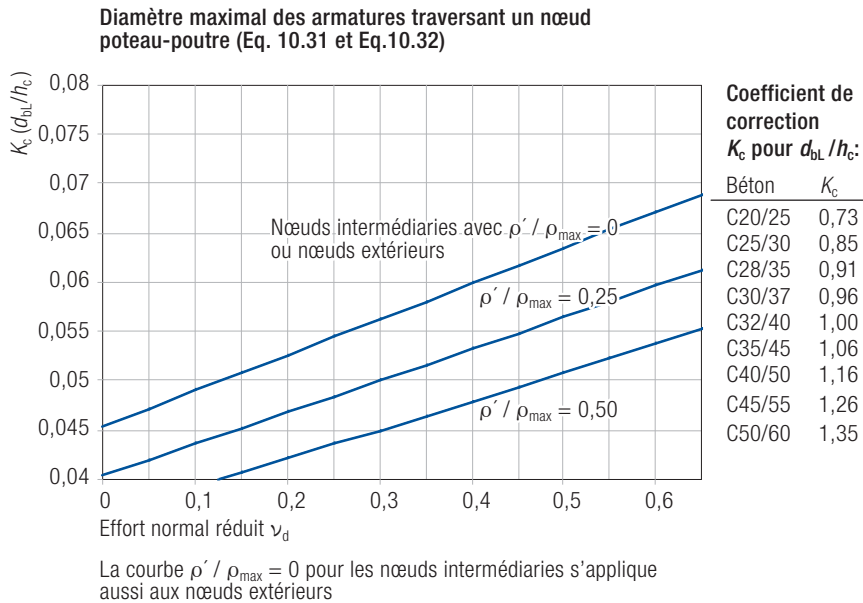


Fig 10.11 Diamètres maximaux des barres horizontales dans les noeuds poutre-poteau intermédiaires et de rive

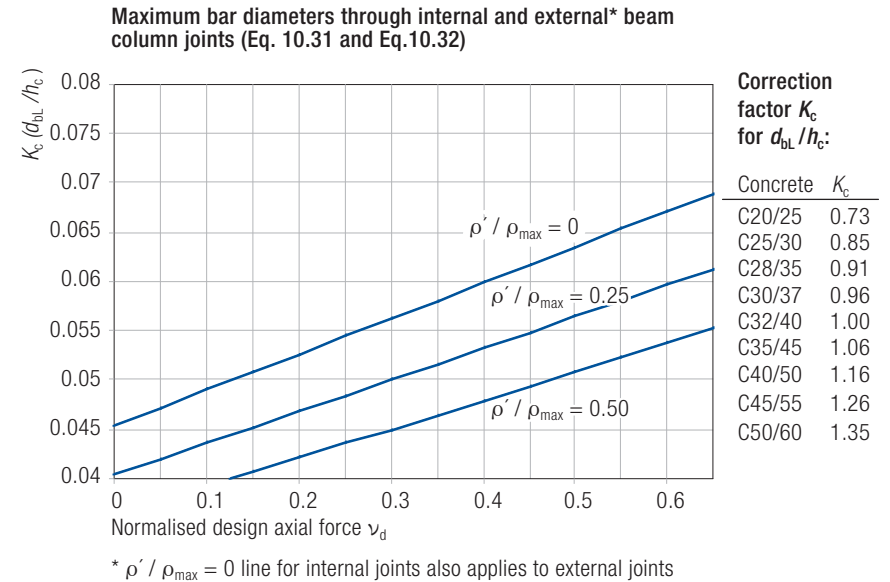


Fig 10.11 Maximum bar diameters of horizontal steel in internal and external beam column joints

Dans les nœuds poutre-poteau intermédiaires, les armatures supérieures ou inférieures doivent traverser sans être arrêtées à l'intérieur du nœud. Elles ne doivent pas être arrêtées à une distance inférieure à l_{cr} (longueur de la zone critique de l'élément) du nu du nœud.

Dans les nœuds poteau-poutre de rive, si la longueur h_c du poteau parallèlement aux armatures est trop faible pour respecter l'Equation 10.32, les dispositions suivantes peuvent être prises afin d'assurer l'ancrage des armatures longitudinales des poutres :

- La poutre ou la dalle peut être prolongée sous forme d'ergots extérieurs.
- Des armatures aboutées ou des plaques d'ancrage soudées aux extrémités des armatures peuvent être utilisées.
- 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.

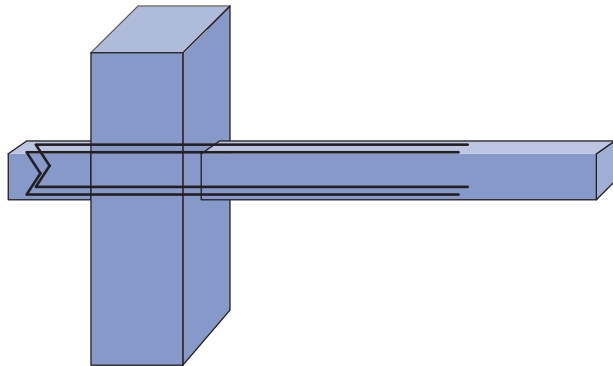


Fig 10.12 Ergot extérieur au nœud poutre-poteau

In interior beam-column joints, top and bottom bars should pass without curtailment through the joint. They should not terminate within l_{cr} (length of the member critical region) of the face of the joint.

In exterior beam-column joints, when the depth, h_c , of the column parallel to the bars is too shallow to achieve Equation 10.32, the following additional measures may be taken, to ensure anchorage of the longitudinal reinforcement of beams:

- The beam or slab may be extended horizontally in the form of exterior stubs.
- Headed bars or anchorage plates welded to the end of the bars may be used.
- Bends with a minimum length of $10d_{bL}$ and transverse reinforcement placed tightly inside the bend of a group of bars may be added.

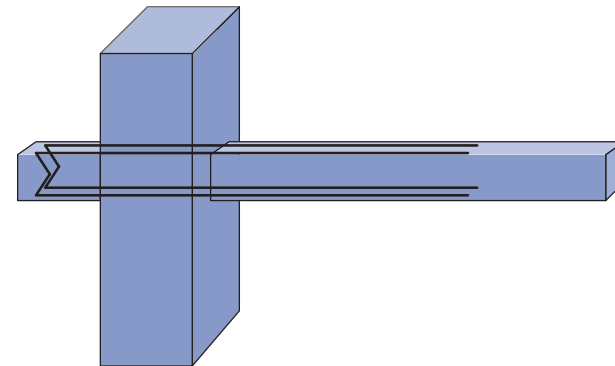


Fig 10.12 Exterior stub of an exterior beam-column joint

10.7 Murs

10.7.1 Définitions

Un mur est un 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. Seuls les murs jouant un rôle sismique primaire sont considérés dans ce paragraphe.

10.7.2 Dimensions

L'épaisseur b_{wo} de l'âme doit respecter la condition suivante :

$$b_{wo} \geq 0,15 \text{ ou } h_s/20 \text{ (le plus grand) (en mètres)} \quad (10.33)$$

où h_s est la hauteur libre d'étage.

10.7.3 Murs ductiles et murs couplés

10.7.3.1 Définitions

Les murs ductiles et les murs couplés sont définis dans la Section 10.5 et dans la Figure 10.13.

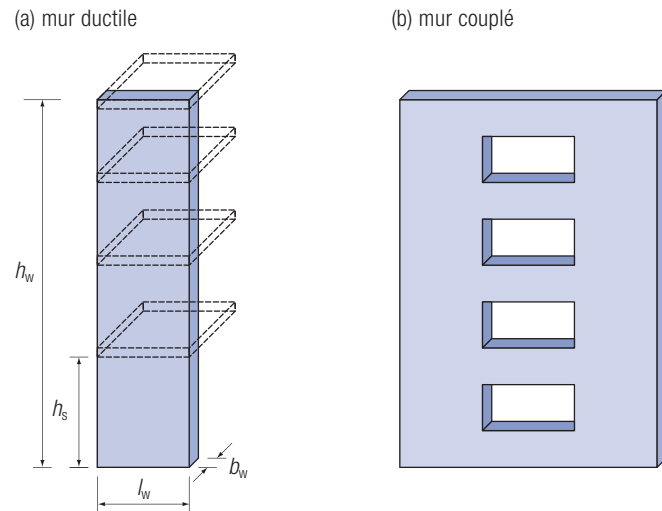


Fig 10.13 Murs ductiles et murs couplés

10.7 Walls

10.7.1 Definitions

A wall is a structural element of structure supporting other elements and having an elongated cross-section with a length to thickness ratio l_w/b_w greater than 4. Only primary seismic walls are considered in this paragraph.

10.7.2 Dimensions

The thickness of the web, b_{wo} , (in metres) should satisfy the following expression:

$$b_{wo} \geq 0.15 \text{ or } h_s/20 \text{ if greater (in metres)} \quad (10.33)$$

where h_s is the clear storey height.

10.7.3 Ductile walls and coupled walls

10.7.3.1 Definitions

Ductile walls and coupled walls are defined in the definitions in Section 10.5 and in Figure 10.13.

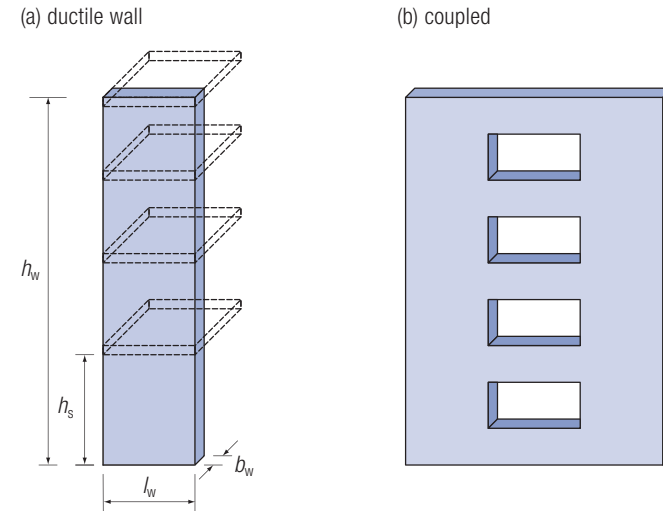


Fig 10.13 Ductile and coupled walls

10.7.3.2 Effets de l'action de calcul

(i) Redistribution

La redistribution des effets de l'action sismique entre des murs primaires est admise jusqu'à 30%, sans que la résistance totale ne puisse être réduite. Les efforts tranchants et les moments fléchissants sont alors redistribués 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, les moments et les efforts tranchants doivent être redistribués du ou des murs peu comprimés ou tendus vers les murs qui sont très comprimés.

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.

(ii) Mesures de dimensionnement en capacité

Pour assurer la localisation du comportement post-élastique à la base du mur dans la zone critique, les dispositions suivantes doivent être prises :

(a) Quand le rapport h_w/l_w entre la hauteur et la longueur du mur est supérieur à 2,0 :

- le diagramme des moments fléchissants de calcul sur la hauteur du mur est donné par une enveloppe du diagramme des moments fléchissants issu de l'analyse, déplacée verticalement (décalage de traction) comme suit :
 - L'enveloppe peut être supposée linéaire (étape 1 de la Figure 10.14), à condition que la valeur absolue de la valeur ainsi obtenue ne soit pas inférieure à la valeur initiale. Ceci est supposé être le cas si la structure ne montre pas des discontinuités significatives de masse, de rigidité ou de résistance sur sa hauteur.
 - Le déplacement de cette enveloppe (étape 2 de la Figure 10.14) doit être 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.
 - *Bien qu'il soit conseillé de profiter de la présence des planchers pour disposer les tirants horizontaux, ce qui impose la valeur de θ , il est noté que selon l'EC2 Partie 1-17, clause 6.2.3, $\cotg \theta$ doit être pris égal à 1, ce qui est la limite inférieure acceptable et la plus conservatrice. Dans ce cas, le décalage est égal à l_w .*
 - *Bien que cela ne soit pas requis par l'EC8, il est recommandé que, quand M_{Rd} est plus grand que M_{Ed} ce qui peut se produire par exemple si l'action du vent est plus défavorable que l'action sismique, M_{Rd} soit substitué à M_{Ed} dans la méthode ci-dessus.*
- Les efforts tranchants de calcul doivent alors être augmentés de 50% par rapport aux efforts tranchants issus de l'analyse.

10.7.3.2 Design action effects

(i) Redistribution

Redistribution of seismic action effects between primary seismic walls of up to 30% is allowed, provided that the total resistance demand is not reduced. Shear forces should be redistributed along with the bending moments, so that in the individual walls the ratio of bending moments to shear forces is not appreciably affected. In walls, for example coupled walls subjected to large fluctuations of axial force, moments and shears should be redistributed from the wall(s) which are under low compression or under net tension, to those which are under high axial compression.

In coupled walls, redistribution of seismic action effects between coupling beams of different storeys of up to 20% is allowed, provided that the seismic axial force at the base of each individual wall (the resultant of the shear forces in the coupling beams) is not affected.

(ii) Capacity design measures

To ensure the localisation of the post elastic behaviour at the base of the wall within the critical region, the following measures should be taken:

(a) When the height to length ratio h_w/l_w of a wall is greater than 2.0:

- the diagram of the design bending moments on the height of the wall is given by an envelope of the diagram of the bending moments resulting from the analysis, vertically displaced due to 'tension shift' as follows:
 - The envelope may be assumed linear (step 1 of Figure 10.14), on the condition that the absolute value of the linear value is not lower than that of the initial diagram. This is assumed to be the case when the structure does not exhibit significant discontinuities of mass, stiffness or resistance over its height.
 - The tension shift (step 2 of Figure 10.14) should be consistent with the strut inclination taken in the ULS verification for shear, with a possible fan-type pattern of struts near the base, and with the floors acting as ties.
 - *Although it is advisable to take advantage of the presence of floors to place horizontal ties therein, which controls the value of θ , it is observed that, according to EC2 Part 1-17, clause 6.2.3, $\cotan \theta$ may be assumed to be 1, which is the lower acceptable and more conservative value. In that case, the tension shift is equal to l_w .*
 - *Although it is not required by EC8, it is recommended that, when M_{Rd} is greater than M_{Ed} , which may happen for instance when the wind loads are more unfavourable than the seismic actions, M_{Rd} be substituted for M_{Ed} in the above procedure.*
- The design shear forces are taken as being 50% higher than the shear forces obtained from the analysis.

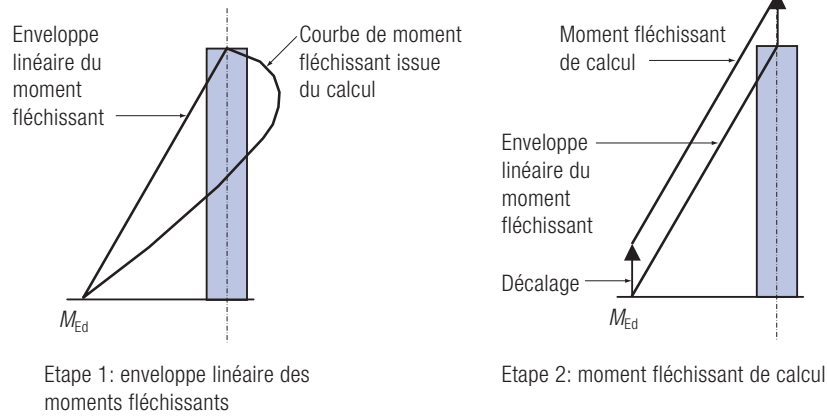


Fig 10.14 Valeurs de calcul du moment fléchissant

(b) Dans les systèmes à contreventement mixte contenant des murs élancés, l'effort tranchant dans un mur ne doit pas être pris inférieur à la moitié de sa valeur à la base du mur, après l'amplification visée en (a). L'enveloppe de calcul doit être tracée comme indiqué sur la Figure 10.15, en suivant les étapes 1 à 3.

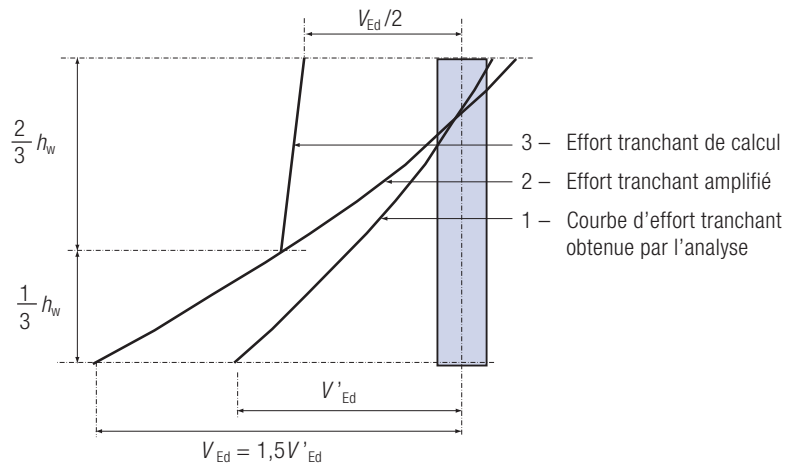


Fig 10.15 Valeur de calcul de l'effort tranchant dans les systèmes mixtes contenant des murs élancés

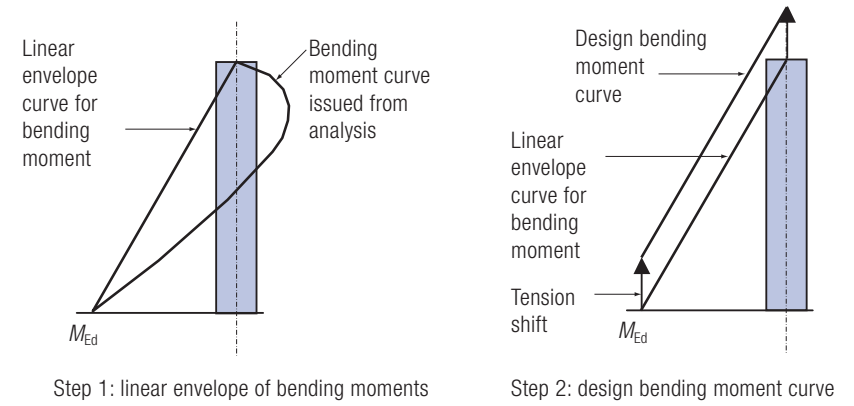


Fig 10.14 Design value of the bending moment

(b) In dual systems containing slender walls, the design envelope of shear forces should not be lower than half of its value at the base of the wall, after amplification as in (a). The design envelope should be drawn as shown on Figure 10.15, following steps 1 to 3.

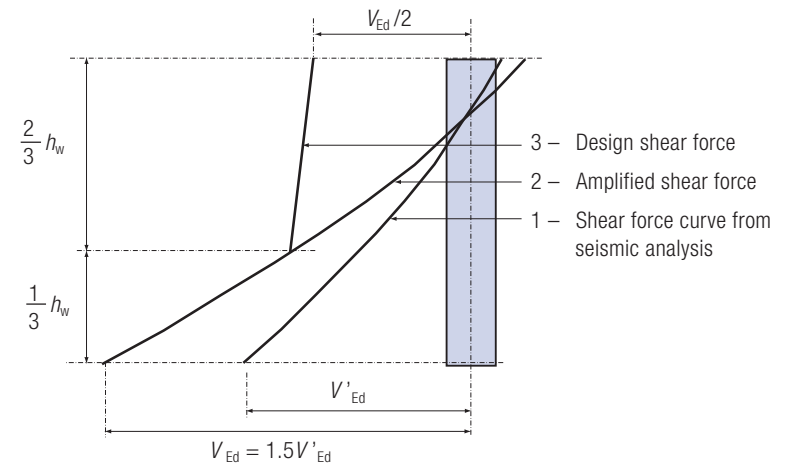


Fig 10.15 Design value of shear forces in dual systems containing slender walls

10.7.3.3 Résistance

Les résistances à la flexion et à l'effort tranchant doivent être calculées conformément à l'EC2 Partie 1-17, 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.

La valeur de l'effort normal réduit v_d (Equation 10.7) ne doit pas dépasser 0,4.

Les armatures verticales d'âme doivent être prises en compte dans le calcul de la résistance à la flexion des sections de mur.

Il convient de considérer des sections de mur composées de parties rectangulaires liées entre elles (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 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 de part et d'autre de chaque âme, dont la valeur comptée à partir de la face de l'âme est la plus petite des quantités suivantes :

- la longueur réelle de la membrure (Figure 10.16(a)) ;
- la moitié de la distance à une âme adjacente du mur (Figure 10.16(b)) ;
- 25% de la hauteur totale du mur au-dessus du niveau considéré.

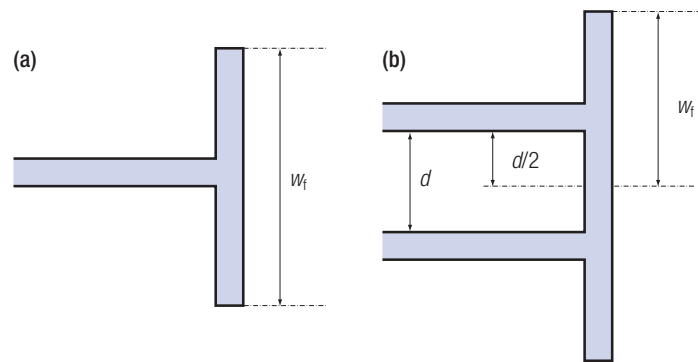


Fig 10.16 Largeur effective de membrure w_f

10.7.3.3 Resistance

The flexural and shear resistance must be calculated in accordance with EC2 Part 1-17, except as otherwise specified in the following paragraphs, by using the value of the axial force resulting from the seismic analysis.

The value of the normalised axial load v_d (Equation 10.7) should not exceed 0.4.

Vertical web reinforcement should be taken into account in the calculation of the flexural resistance of wall sections.

Composite wall sections consisting of connected or intersecting rectangular segments (L-, T-, U-, I- or similar sections) should be taken as integral units, consisting of a web or webs parallel or approximately parallel to the direction of the acting seismic shear force and a flange or flanges normal or approximately normal to it.

For the calculation of flexural resistance, the effective flange width on each side of a web should be taken to extend from the face of the web by the minimum of:

- the actual flange width (Figure 10.16(a));
- one-half of the distance to an adjacent web of the wall (Figure 10.16(b));
- 25% of the total height of the wall above the level considered.

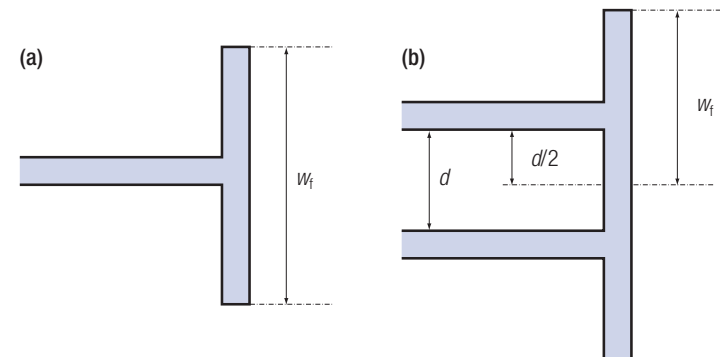


Fig 10.16 Effective flange width w_f

10.7 Bâtiments en béton

10.7.3.4 Dispositions constructives pour la ductilité locale

(i) Zone critique

Le concept de mur ductile implique une zone critique à la base du mur, conçue pour se comporter comme une rotule plastique.

La hauteur de la zone critique h_{cr} au-dessus de la base du mur peut être estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max[l_w, h_w/6] \quad (10.34)$$

Mais cette hauteur est limitée de la façon suivante :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ h_s & \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 \cdot h_s & \text{pour } n \geq 7 \text{ niveaux} \end{cases} \quad (10.35)$$

où 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.

(ii) Exigences de ductilité dans la zone critique

Pour permettre une bonne capacité de rotation des rotules plastiques dans le domaine post-élastique, il faut assurer une valeur minimale μ_ϕ du coefficient de ductilité en courbure, déterminée par une des relations suivantes :

$$\mu_\phi = \kappa [2q_0 M_{Ed}/M_{Rd} - 1] \quad \text{si } T_1 \geq T_C \quad (10.36)$$

$$\mu_\phi = \kappa [1 + 2(q_0 M_{Ed}/M_{Rd} - 1)] T_C/T_1 \quad \text{si } T_1 < T_C \quad (10.37)$$

où :

q_0 est la valeur du coefficient de comportement prise en compte dans les calculs ;

κ = 1,5 pour la Classe B des armatures,
1,0 pour la Classe C des armatures ;

T_1 est la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion a lieu ;

T_C est la période à la limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre ;

M_{Ed} est le moment fléchissant de calcul à la base du mur, issu de l'analyse dans la situation sismique de calcul ;

M_{Rd} est la résistance à la flexion de calcul à la base du mur.

(iii) Méthode pour respecter les prescriptions de ductilité dans la zone critique

En variante à une justification détaillée de la valeur de μ_ϕ utilisée pour le dimensionnement, la ductilité en courbure requise peut être obtenue en satisfaisant les conditions (1) à (6) ci-dessous.

10.7.3.4 Detailing for local ductility

(i) Critical region

The concept of a ductile wall involves a critical region at the base of the wall which is designed to act as a plastic hinge.

The height of the critical region h_{cr} above the base of the wall may be estimated as:

$$h_{cr} = \max[l_w, h_w/6] \quad (10.34)$$

But this height is limited according to the following expression:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & \text{for } n \leq 6 \text{ storeys} \\ h_s & \text{for } n \leq 6 \text{ storeys} \\ 2 \cdot h_s & \text{for } n \geq 7 \text{ storeys} \end{cases} \quad (10.35)$$

where h_s is the clear storey height and where the base is defined as the level of the foundation or of the embedment in basement storeys with rigid diaphragms and perimeter walls.

(ii) Ductility requirements in the critical region

To allow for a good rotational behaviour of the plastic hinge in the post-elastic domain, a value μ_ϕ of the curvature ductility factor should be provided at the critical regions of walls, which is determined by one of the following relations:

$$\mu_\phi = \kappa [2q_0 M_{Ed}/M_{Rd} - 1] \quad \text{if } T_1 \geq T_C \quad (10.36)$$

$$\mu_\phi = \kappa [1 + 2(q_0 M_{Ed}/M_{Rd} - 1)] T_C/T_1 \quad \text{if } T_1 < T_C \quad (10.37)$$

where:

q_0 is the value of the behaviour factor taken into account in calculations;

κ = 1.5 for Class B reinforcement,
1.0 for Class C reinforcement;

T_1 fundamental period of the building, taken within the vertical plane in which bending takes place;

T_C period at the upper limit of the constant acceleration region of the spectrum;

M_{Ed} design bending moment at the base of the wall, from the analysis;

M_{Rd} design flexural resistance at the base of the wall.

(iii) Procedure to fulfil ductility requirements in the critical region

As an alternative to a detailed justification of the value of μ_ϕ used in the design, the curvature ductility can be achieved by satisfying conditions

(1) to (6) below.

- (1) Le béton situé aux extrémités des murs (élément de rive) est confiné sur une longueur l_c , déterminée en (2) ci-dessous. Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au mur.

Il n'est pas nécessaire de prévoir d'élément de rive confiné dans les membrures 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 10.17). Néanmoins, de tels éléments de rive peuvent s'avérer nécessaires du fait de la flexion hors plan du mur.

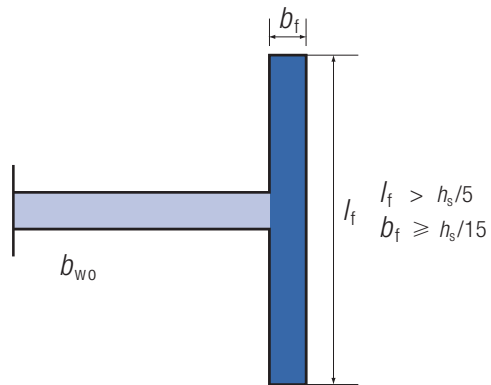


Fig 10.17 Membrane de mur en l'absence d'élément de rive confiné

- (2) La longueur de l'élément de rive est donnée par :

$$l_c = \max(0,15l_w; 1,50b_w; x_u(1 - 0,0035/\epsilon_{cu2,c})) \quad (10.38)$$

où :

x_u est la profondeur de l'axe neutre ; x_u correspond à une courbure ultime et est donnée par :

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0} \quad (10.39)$$

- (1) The concrete located at the ends of the walls (boundary element) is confined over a length l_c , defined in (2) below. This boundary element can include flanges perpendicular to the wall.

No confined boundary element is required over wall flanges with thickness $b_f \geq h_s/15$ and width $l_f \geq h_s/5$, where h_s denotes the clear storey height (Figure 10.17). Nonetheless, confined boundary elements may be required at the ends of such flanges due to out-of-plane bending of the wall.

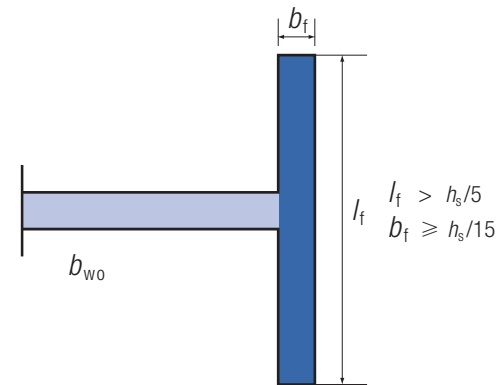


Fig 10.17 Wall flange without confined boundary element

- (2) The length of the boundary element is given as:

$$l_c = \max(0,15l_w; 1,50b_w; x_u(1 - 0,0035/\epsilon_{cu2,c})) \quad (10.38)$$

where:

x_u is the neutral axis depth; x_u corresponds to the ultimate curvature and is given by:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_0} \quad (10.39)$$

$\varepsilon_{cu2,c}$ est la déformation ultime du béton confiné calculée comme :

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd} \quad (10.40)$$

ω_v est le rapport mécanique des armatures verticales d'âme
($\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$) ;
 α est le coefficient d'efficacité du confinement défini dans la
Section 10.6.2.6 (ii), appliqué à l'élément de rive ;
 ω_{wd} est défini dans l'Equation 10.14.

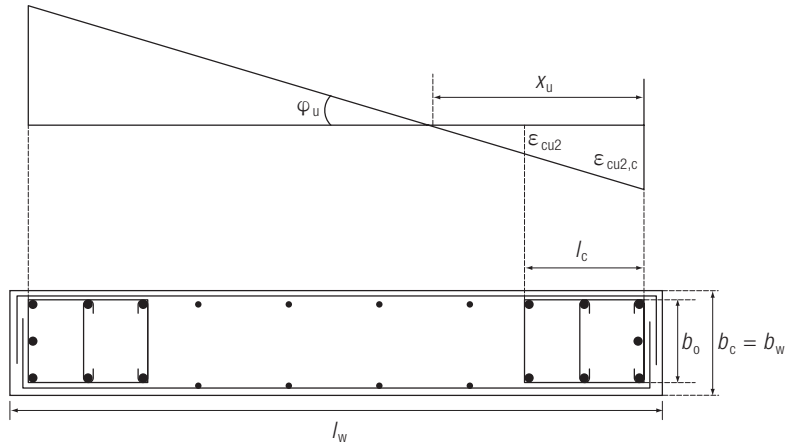


Fig 10.18 Longueur des rives confinées des murs

- (3) L'épaisseur b_w des éléments de rive confinés ne doit pas être inférieure à 200mm. De plus :
 - si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas la valeur maximale de $2b_w$ et $0,2l_w$, b_w ne doit pas être 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 $0,2l_w$, b_w ne doit pas être inférieure à $h_s/10$.
- (4) Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive ne doit pas être inférieur à 0,005.
- (5) Les armatures transversales des éléments de rive peuvent être déterminées en accord avec l'EC2 Partie 1-1⁷ sans autre condition si les conditions suivantes sont remplies :
 - la valeur de l'effort normal réduit de calcul ν_d n'est pas supérieure à 0,15, ou
 - la valeur de ν_d n'est pas supérieure à 0,20 et le coefficient q utilisé dans le calcul est réduit de 15%.

$\varepsilon_{cu2,c}$ is the ultimate strain of confined concrete calculated from :

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.1 \alpha \omega_{wd} \quad (10.40)$$

ω_v is the mechanical ratio of vertical web reinforcement
($\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$) ;
 α is the confinement effectiveness factor defined in
Section 10.6.2.6(ii), applied to the boundary element ;
 ω_{wd} is defined in Equation 10.14.

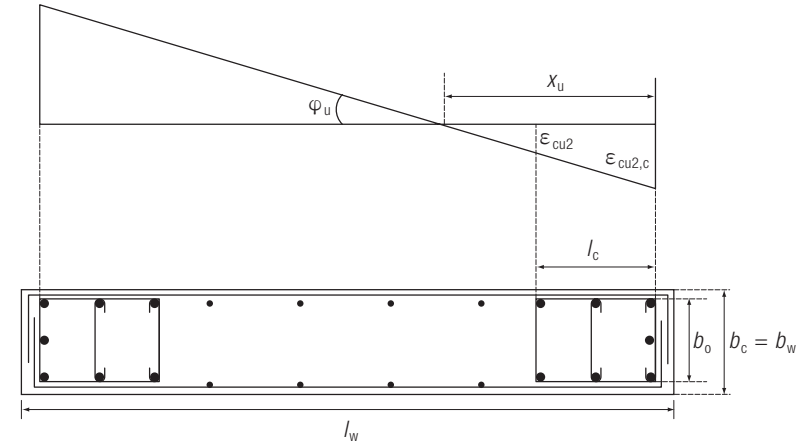


Fig 10.18 Length of confined walls ends

- (3) The thickness b_w of the confined parts of the wall section (boundary elements) should not be less than 200mm. Moreover :
 - if the length of the confined part does not exceed the maximum of $2b_w$ and $0.2l_w$, b_w should not be less than $h_s/15$, where h_s is the storey height ;
 - if the length of the confined part exceeds the maximum of $2b_w$ and $0.2l_w$, b_w should not be less than $h_s/10$.
- (4) The longitudinal reinforcement ratio in the boundary elements should be not less than 0.005.
- (5) The transverse reinforcement of the boundary elements may be determined in accordance with EC2 Part 1-1⁷ alone, if one of the following conditions is fulfilled:
 - the value of the normalised design axial force ν_d is not greater than 0.15, or
 - the value of ν_d is not greater than 0.20 and the q -factor used in the analysis is reduced by 15%.

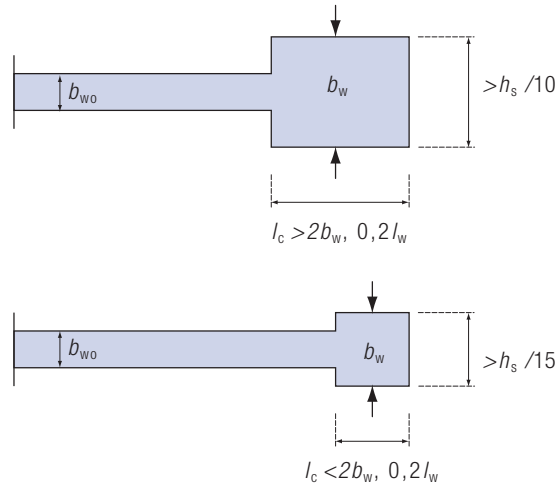


Fig 10.19 Parties confinées du mur

(6) Quand (5) ne s'applique pas, les armatures transversales des éléments de rive sont déterminées par application des dispositions (a) à (c) ci-dessous.

(a) Le rapport mécanique en volume des armatures de confinement, ω_{wd} , doit être au moins égal à 0,08.

(b) En outre, dans les éléments de rive d'un mur de section rectangulaire, ω_{wd} doit respecter la condition :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (\nu_d + \omega_n) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{D_0} - 0,035 \quad (10.41)$$

où les paramètres ont la même définition que donnée pour les poteaux dans la Section 10.6.2.6.

Il est noté que la valeur du second membre de l'inégalité dans l'Equation 10.41 est de l'ordre de 0,002, mais peut varier largement.

L'Equation 10.41 peut également être utilisée dans les murs avec excroissances ou membrures, ou avec une section composée de plusieurs parties rectangulaires (sections en L, T, U, I, etc.). Dans de tels cas, ν_d , ω_n , b_c et b_0 se réfèrent à l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure et à la longueur du mur l_w (i.e. $\nu_d = N_{Ed} / l_w b_c f_{cd}$, $\omega_n = (A_{sv} / l_w b_c) f_{yd} / f_{cd}$), sous réserve que la position de l'axe neutre x_u ne dépasse pas l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure après

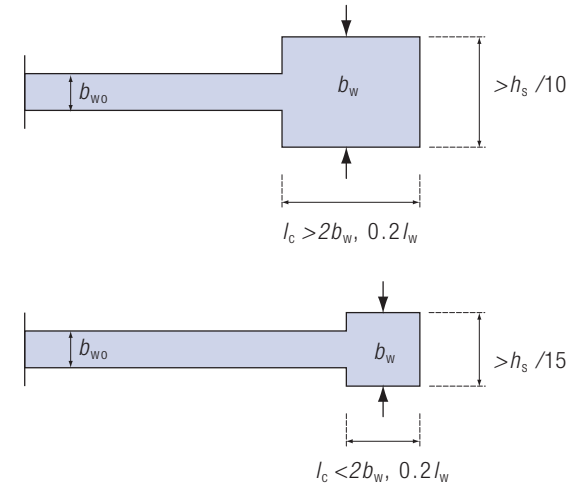


Fig 10.19 Confined parts of walls

(6) When (5) does not apply, the transverse reinforcement of the boundary elements are determined in accordance with provisions (a) to (c) below.

(a) The mechanical volumetric ratio of the required confining reinforcement ω_{wd} , must be at least equal to 0.08.

(b) Moreover, in the boundary elements of a wall of rectangular section, ω_{wd} must comply with the condition:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (\nu_d + \omega_n) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{D_0} - 0.035 \quad (10.41)$$

where the parameters have the same definition as given for columns in Section 10.6.2.6.

It may be observed that the value of the right hand side of the inequality in Equation 10.41 is of the order of 0.002, with large variations.

Equation 10.41 also applies to walls with barbell or flanges, or with a section consisting of several rectangular parts (L-, T-, U-, I-shaped sections, etc.). In such cases, ν_d , ω_n , b_c and b_0 are based on the barbell or flange thickness times the wall length l_w (i.e. $\nu_d = N_{Ed} / l_w b_c f_{cd}$, $\omega_n = (A_{sv} / l_w b_c) f_{yd} / f_{cd}$), with the condition that the neutral axis depth x_u does not exceed the length of the barbell or flange after spalling of the concrete cover. (It may be

éclatement du béton d'enrobage. *Il est noté que ces expressions sont écrites $v_d = N_{Ed} / h_c b_c f_{cd}$, $\omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{yd} / f_{cd}$ dans l'EC8, mais ceci est une erreur.* Dans les autres cas (sections de formes différentes), il convient de se reporter à l'EC8 Partie 1³, Clause 5.4.3.4.2 (5).

- (c) Les armatures de confinement calculées comme indiqué ci-dessus s'étendent verticalement sur la hauteur h_{cr} de la zone critique et horizontalement sur la longueur l_c de l'élément de rive confiné.

(iv) Dispositions constructives des armatures de confinement

Les armatures de confinement et les épingles doivent avoir un diamètre minimal de 6mm ; leur forme doit être choisie pour produire un état de contraintes triaxiales dans la section de la partie confinée et leur espacement ne doit pas dépasser :

$$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\} \text{ (en millimètres)} \quad (10.42)$$

où :

b_o dimension minimale du noyau de béton (par rapport à l'axe des armatures de confinement),

d_{bL} diamètre minimal des barres longitudinales.

La distance entre des barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ne doit pas dépasser 200mm.

(v) Régions du mur au-dessus de la zone critique

Sur la hauteur du mur au-dessus de la zone critique, seules les règles concernées de l'EC2 Partie 1-1⁷ 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 ϵ_c est supérieure à 0,002, il convient de prévoir un pourcentage minimal d'armatures verticales égal à 0,005.

10.7.3.5 Dimensionnement des linteaux entre trumeaux couplés

Les linteaux sont dimensionnés comme des poutres (voir la Section 10.6.3).

Il est recommandé que le rapport de forme (l_{cl} / h_w) d'un linteau soit inférieur à 2 et que, si la contrainte de cisaillement est supérieure à $0,3 \times \sqrt{f_{cd}}$, des armatures diagonales soient utilisées pour procurer de la résistance au cisaillement.

10.7.4 Longs murs faiblement armés

10.7.4.1 Définition

Les longs murs faiblement armés sont définis dans 'Terminologie et Notation'. *Il est noté qu'un mur long faiblement armé ne suit pas le concept de ductilité exposé dans la Section 10.1. Son comportement repose sur les non linéarités géométriques engendrées par la fissuration et sa longueur, qui produisent au cours du séisme un soulèvement des masses portées par le*

observed that these equations appear in EC8 as $v_d = N_{Ed} / h_c b_c f_{cd}$, $\omega_v = (A_{sv} / h_c b_c) f_{yd} / f_{cd}$, but this appears to be an error. In the cases of other sections shapes, refer to EC8 Part 1³, Clause 5.4.3.4.2 (5).

- (c) The confining reinforcement calculated above should extend vertically over the height h_{cr} of the critical region and horizontally along the length l_c of the confined boundary element.

(iv) Detailing of confining bars

The confining hoops and cross-ties must have a diameter of at least 6mm; the pattern of the confining reinforcement must be selected in such a way that they produce a state of triaxial stress in the boundary element and their spacing should not exceed:

$$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\} \text{ (in millimetres)} \quad (10.42)$$

where:

b_o minimum dimension of the concrete core (to the centreline of the hoops);

d_{bL} minimum diameter of the longitudinal bars.

The distance between consecutive longitudinal bars engaged by hoops or cross-ties should not exceed 200mm.

(v) Regions of the wall above the critical region

In the part of the wall above the critical region, only the relevant rules of EC2 Part 1-1⁷ regarding vertical, horizontal and transverse reinforcement need apply. However, in those parts of the section where under the seismic design situation the compressive strain ϵ_c exceeds 0.002, a minimum vertical reinforcement ratio of 0.005 should be provided.

10.7.3.5 Design of coupling beams in coupled shear walls

Coupling beams are designed as beams (see Section 10.6.3).

It is recommended that when the aspect ratio (l_{cl} / h_w) of a coupling beam is lower than 2 and the shear stress is higher than $0.3 \times \sqrt{f_{cd}}$, diagonal bars should be used to provide shear resistance.

10.7.4 Large lightly reinforced walls

10.7.4.1 Definition

Large lightly reinforced walls are defined in 'Terminologie and Notation'. *It may be observed that large lightly reinforced walls do not conform to the ductile concept as described in Section 10.1. Their behaviour relies on geometric non-linearities due to cracking and to their length, which result in lifting of the mass supported by the walls during an earthquake. Provision of the minimum required vertical reinforcement at all levels should result in cracks being well distributed along the height of each*

mur. Les dispositions d'armatures verticales minimales à tous les niveaux doivent conduire à une bonne distribution de la fissuration sur la hauteur de chaque mur. La Figure 10.20 propose un diagramme logique pour le dimensionnement. Des informations complémentaires sur le comportement des murs longs en béton faiblement armés peuvent être trouvées dans Coin⁴⁸ et Bisch⁴⁹.

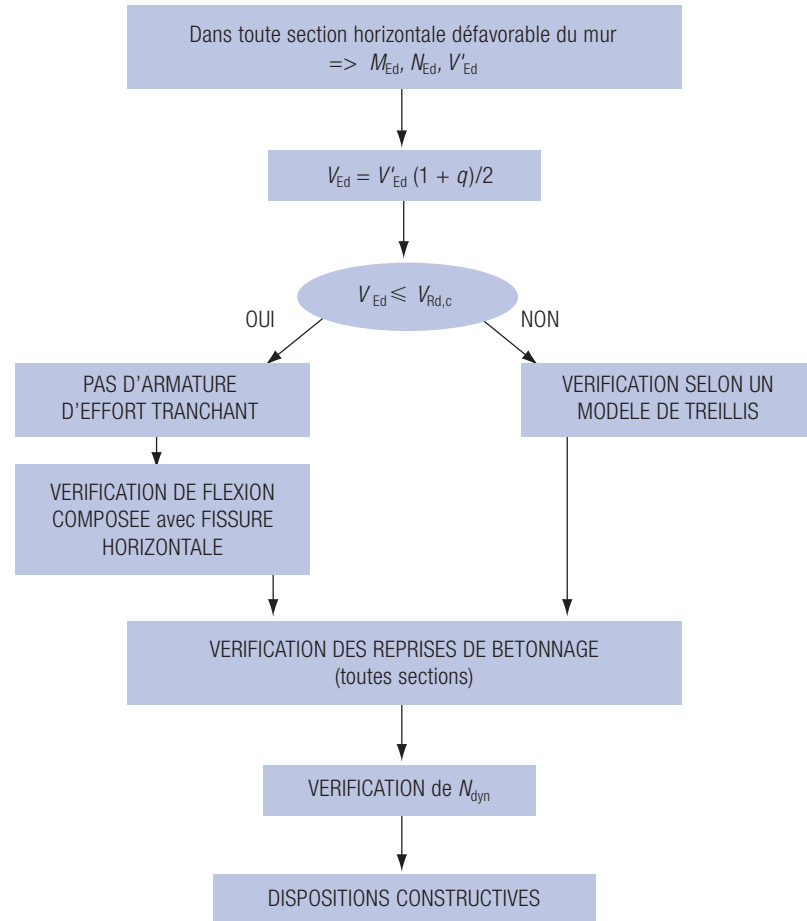


Fig 10.20 Diagramme pour le dimensionnement des murs longs en béton faiblement armés

wall. Figure 10.20 provides a suggested flow chart for design. Additional information concerning the behaviour of lightly reinforced walls may be found in Coin⁴⁸ and Bisch⁴⁹.

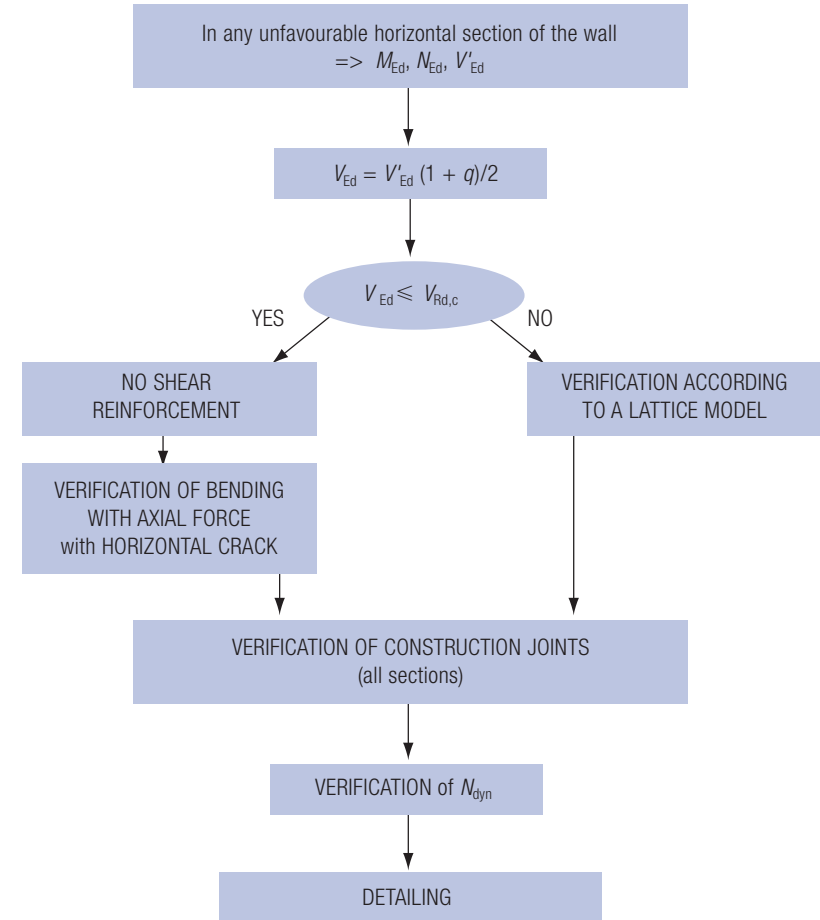


Fig 10.20 Flow chart for the design of large lightly reinforced walls

10.7.4.2 Valeurs de calcul des actions internes

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 :

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2} \quad (10.43)$$

Les efforts normaux dynamiques supplémentaires développés dans les murs de grandes dimensions sous l'effet des composantes horizontales du séisme peuvent être pris comme correspondant à $\pm 50\%$ de l'effort normal dans le mur dû aux charges gravitaires présentes dans la situation sismique de calcul. Ces efforts peuvent être négligés si la valeur du coefficient de comportement q ne dépasse pas 2,0.

10.7.4.3 Résistance

(i) Flexion

L'état limite ultime en flexion composée doit être vérifié en supposant une fissuration horizontale, conformément aux dispositions pertinentes de l'EC2 Partie 1-17, y compris l'hypothèse des sections planes.

L'instabilité hors plan du mur est empêchée en limitant les contraintes normales dans le béton, ce qui est obtenu en respectant les règles de l'EC2 Partie 1-1 pour les effets du second ordre.

Lorsque l'effort normal dynamique est pris en compte dans la vérification à l'état limite ultime pour la flexion composée, la déformation limite ε_{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'EC2 Partie 1-1, Clause 3.1.9, sous réserve que l'éclatement du béton d'enrobage non confiné soit pris en compte dans la vérification.

Il est recommandé de procéder à la vérification sous effort normal dynamique comme suit.

- (1) Déterminer le diagramme de déformation dans la section à l'ELU en flexion composée avec l'effort normal de calcul hors séisme N_{Ed} .
- (2) Réduire l'effort normal à $0,5N_{Ed}$ et recalculer les déformations dans le béton et dans l'acier, avec la même courbure que celle trouvée dans l'étape 1) (c.à.d. pour un effort normal égal à N_{Ed}).
- (3) Augmenter l'effort normal à $1,5N_{Ed}$ et recalculer les déformations dans le béton et dans l'acier, avec la même courbure que celle trouvée dans l'étape 1) (c.à.d. pour un effort normal égal à N_{Ed}).
- (4) Vérifier les déformations de l'acier et du béton dans les étapes 2 et 3 vis-à-vis des limites données plus haut. Habituellement, ces vérifications complémentaires portant sur les déformations ne sont pas plus contraignantes que celles à faire à l'étape 1.

10.7.4.2 Design action effects

The design shear force V_{ED} is obtained from the shear force V'_{ED} resulting from the analysis according to the following expression:

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2} \quad (10.43)$$

The additional dynamic axial forces developed in large walls under the effect of the horizontal components of the earthquake may be taken as being $\pm 50\%$ of the axial force in the wall due to the gravity loads present in the seismic design situation. These forces can be neglected if the value of the behaviour factor q is not taken as greater than 2.0.

10.7.4.3 Resistance

(i) Flexure

The ULS in bending with axial force should be verified assuming horizontal cracking, in accordance with the relevant provisions of EC2 Part 1-17. Plane sections should be assumed to remain plane.

Out-of-plane instability of the wall is prevented by limiting the normal stresses in the concrete, which is obtained by complying with the rules of EC2 Part 1-1 for second-order effects.

When the dynamic axial force is taken into account in the ULS verification for bending with axial force, the limiting strain ε_{cu2} for unconfined concrete may be increased to 0.005. A higher value may be taken into account for confined concrete, in accordance with EC2 Part 1-1, Clause 3.1.9, provided that spalling of the unconfined concrete cover is accounted for in the verification.

It is recommended that the verification under dynamic axial force may be performed as follows.

- (1) Determine the deformation diagram of the section under ULS in bending with the design axial load N_{Ed} .
- (2) Reduce the axial load to $0,5N_{Ed}$ and recalculate the strains in concrete and steel corresponding to the same curvature as that found in step 1 (i.e. for an axial load N_{Ed}).
- (3) Increase the axial load to $1,5 N_{Ed}$ and recalculate the strains in concrete and steel corresponding to the same curvature as that found in step 1 (i.e. for an axial load N_{Ed}).
- (4) Check the steel and concrete strains from steps 2 and 3 against the limits given above. Usually, these additional checks on strains are not found to be more onerous than those corresponding to step 1.

La quantité d'armatures longitudinales disposée dans les murs ne doit pas excéder significativement celles requises pour la vérification de flexion composée à l'ELU ou pour la durabilité. *Il est recommandé que cette condition puisse être considérée comme remplie quand l'aire réelle des armatures sur la hauteur du mur n'excède pas 110% de la valeur obtenue par le calcul ou 110% de l'aire minimale requise par l'EC8, si elle est supérieure.*

(ii) Effort tranchant

Lorsque la valeur de V_{Ed} résultant de l'application de l'Equation 10.43 est inférieure à la valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant $V_{Rd,c}$ donnée par l'EC2 Partie 1-1⁷, Clause 6.2.2, il n'est pas nécessaire de disposer d'autres armatures d'âme que les armatures minimales prescrites par l'EC2 Partie 1-1.

Lorsque la condition $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ n'est pas satisfaite, un pourcentage d'armatures d'effort tranchant doit être mis en place pour résister à V_{Ed} avec un pourcentage minimal $\rho_{w,min}$. NB: $\rho_{w,min}$ est un Paramètre Déterminé Nationalement (NDP).

$$\rho_{w,min} = \begin{cases} \frac{(0,08\sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} & \text{pour les murs Section 6 de L'EC2-1-1} \\ 0 & \text{pour les murs Section 12 de L'EC2-1-1} \end{cases} \left[\frac{(0,08\sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \right] \quad (10.44)$$

Les armatures d'âme doivent être calculées selon l'EC2 Partie 1-1, sur la base d'un modèle à bielles multiples avec des inclinaisons variables, ou un modèle bielle-tirant, selon ce qui est le plus approprié compte tenu de la géométrie particulière du mur. *Il est noté que la Figure 10.21 donne des exemples de modèles de bielles dans le cas usuel où la hauteur d'un niveau est inférieure à la longueur du mur.*

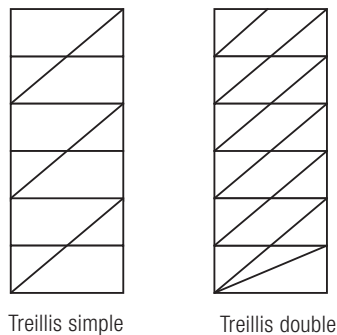


Fig 10.21 Modèles de treillis dans les murs longs

The amount of vertical reinforcement placed in the wall section should not exceed significantly the amount required for the ULS verification of flexure with axial load and for durability considerations. *It is recommended that this condition may be considered as achieved when the actual reinforcement area over the height of the wall does not exceed 110% of the value required by analysis or 110% of the minimum area required by EC8, if greater.*

(ii) Shear

When the value of V_{Ed} from Equation 10.43 is less than the design value of the shear resistance $V_{Rd,c}$ in EC2 Part 1-1⁷, Clause 6.2.2, designed shear steel is not required, and the minimum horizontal web reinforcement is governed by EC2 Part 1-1.

Wherever the condition $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ is not fulfilled, shear reinforcement ratio should be designed to resist V_{Ed} subject to a minimum ratio $\rho_{w,min}$, NB: $\rho_{w,min}$ is a Nationally Determined Parameter.

$$\rho_{w,min} = \frac{(0,08\sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \left[\frac{(0,08\sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \right] \quad (10.44)$$

The web shear reinforcement should be calculated in accordance with EC2 Part 1-1, on the basis of a variable inclination truss model, or a strut-and-tie model, whichever is most appropriate for the particular geometry of the wall. *It may be observed that Figure 10.21 gives examples of truss models in the usual case where a floor height is lower than the wall length.*

If a strut-and-tie model is used, the width of the strut should take into account the presence of openings and should not exceed $0.25l_w$ or $4b_{w0}$, whichever is smaller, where l_w is the length of the wall and b_{w0} is its web thickness.

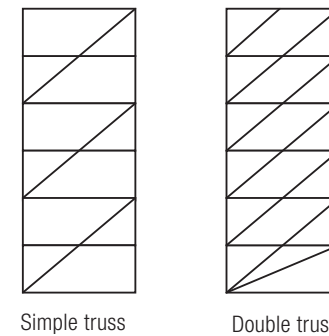


Fig 10.21 Truss models in large walls

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, où l_w est la longueur du mur et b_{w0} est l'épaisseur de l'âme.

Il est noté que, dans la plupart des cas, les armatures longitudinales ou transversales ou les deux sont nécessaires pour apporter une résistance suffisante à la flexion et à l'effort tranchant. Dans ce cas, le mur est vérifié selon les Clauses 6.1 et 6.2 de l'EC2 Partie 1-1⁷. Néanmoins, pour les murs longs, quand de telles armatures ne sont pas nécessaires, il est possible de procéder à la vérification selon la Clause 12.6 de l'EC2 Partie 1-1; en ce cas, les armatures minimales et les dispositions constructives sont celles prescrites par l'EC8 Partie 1³ et il convient de vérifier le glissement sous l'effet de l'effort tranchant (Section 10.7.4.4).

10.7.4.4 Glissement aux reprises de bétonnage

L'état limite ultime par rapport à l'effort tranchant vis-à-vis du glissement au niveau des reprises de bétonnage horizontales doit être vérifié conformément à l'EC2 Partie 1-1⁷, Clause 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'EC2 Partie 1-1.

10.7.4.5 Dispositions constructives pour la ductilité locale

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, doivent être maintenues par une armature de confinement ou une épingle d'un diamètre supérieur ou égal à 6mm ou correspondant à un tiers du diamètre de la barre verticale, d_{bL} . Les armatures de confinement et les épingles doivent avoir un espacement vertical inférieur ou égal à 100mm ou $8d_{bL}$, en prenant la plus petite valeur.

Les armatures verticales nécessaires pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée doivent être concentrées dans les éléments de rive aux extrémités de la section transversale. Ces éléments de rive ont une longueur non inférieure à b_w et non inférieure à $3 b_w \sigma_{cm}/f_{cd}$, σ_{cm} étant la valeur moyenne de la contrainte du béton dans la zone comprimée à l'état limite ultime en flexion composée et b_w est la largeur confinée de l'élément de rive.

Le diamètre des barres verticales ne doit pas être inférieur à 12mm 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, le diamètre minimal des barres verticales ne doit pas être inférieur à 10mm.

Des chaînages continus, horizontaux et verticaux, doivent être mis en place : (a) le long des intersections de voiles ou de leurs intersections avec leurs membrures ; (b) à tous les niveaux de planchers ; et (c) autour des ouvertures. Au minimum, ces chaînages doivent satisfaire l'EC2 Partie 1-1⁷, clause 9.10.

It may be observed that in most cases, longitudinal or transverse reinforcement or both are needed to provide sufficient resistance in bending and shear. In that case, the wall is verified to Clauses 6.1 and 6.2 of EC2 Part 1-1⁷. However, for long walls, when such reinforcement is not necessary, verification is possible to clause 12.6 of EC2 Part 1-1; in that case, minimum reinforcement and detailing as prescribed by EC8 Part 1³ should be provided and verification of sliding shear performed (Section 10.7.4.4).

10.7.4.4 Sliding shear at construction joints

The ULS against sliding shear at horizontal construction joints should be verified in accordance with EC2 Part 1-1⁷, Clause 6.2.5, with the anchorage length of clamping bars crossing the interface increased by 50% over that required by EC2 Part 1-1.

10.7.4.5 Detailing for local ductility

Vertical bars required to resist ULS bending and axial forces, or to satisfy any minimum reinforcement provisions, should be engaged by a hoop or a cross-tie with a diameter of not less than 6mm or one third of the vertical bar diameter, d_{bL} . Hoops and cross-ties should be at a vertical spacing of not more than 100mm or $8d_{bL}$, whichever is less.

Vertical bars required to resist ULS bending and axial forces should be concentrated in boundary elements at the ends of the cross-section. These boundary elements should have a length along the wall cross section of at least b_w (or $3b_w \sigma_{cm}/f_{cd}$ if less), where σ_{cm} is the mean value of the concrete stress in the compression zone due to bending and axial forces at ULS and b_w is the confined width of the boundary element.

The diameter of the vertical bars should not be less than 12mm in the lowest storey of the building or in any storey where the length l_w of the wall is reduced over that of the storey below by more than one-third of the storey height h_s . In all other storeys the diameter of vertical bars should not be less than 10mm.

Continuous steel ties, horizontal or vertical, should be provided: (a) along all intersections of walls or connections with flanges; (b) at all floor levels; and (c) around openings in the wall. As a minimum, these ties should satisfy EC2 Part 1-1⁷, clause 9.10.

10.7.5 Information complémentaire sur la conception des murs en béton armé

Il est noté qu'une information complémentaire sur le comportement des murs élancés est donnée dans CAMUS⁵⁰ et sur les murs trapus fortement armés dans SAFE⁵¹.

10.8 Façonnage des armatures de confinement

Pour les armatures de confinement utilisées comme armatures transversales dans les poutres, les poteaux ou les murs, des cadres fermés avec des extrémités coudées à 135° et ayant des retours de longueur $10 d_{bw}$ doivent être utilisés (Figure 10.22(a)).

Il est recommandé d'utiliser des épingles avec un crochet à 180° à une extrémité et un retour à 135° à l'autre extrémité (Figure 10.22(b)). Des recommandations supplémentaires sur les dispositions constructives des armatures dans le Guide AFPS²⁰.

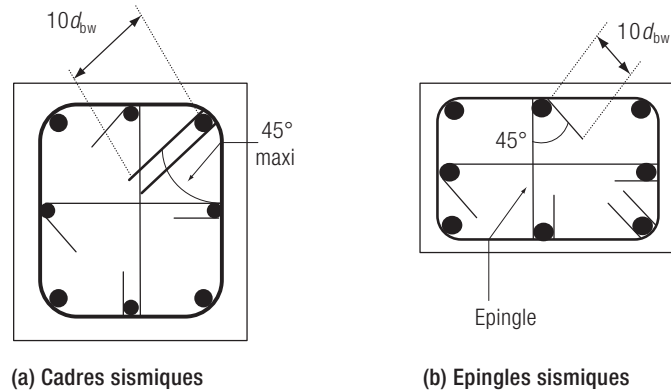


Fig 10.22 Façonnage des armatures de confinement

10.7.5 Further information on reinforced concrete wall design

It may be observed that further information on the design of slender ductile shear walls is given by CAMUS⁵⁰ and on squat heavily reinforced walls is given by SAFE⁵¹.

10.8 Detailing of confinement reinforcement

For hoops used as transverse reinforcement in beams, columns or walls, closed stirrups with 135° hooks and extensions of length $10 d_{bw}$ should be used (Figure 10.22(a)).

It is recommended that cross ties should be detailed with a 180° hook at one end and a 135° hook at the other (Figure 10.22(b)). Reference may be made to an AFPS guide²⁰ for further guidance on reinforcement detailing.

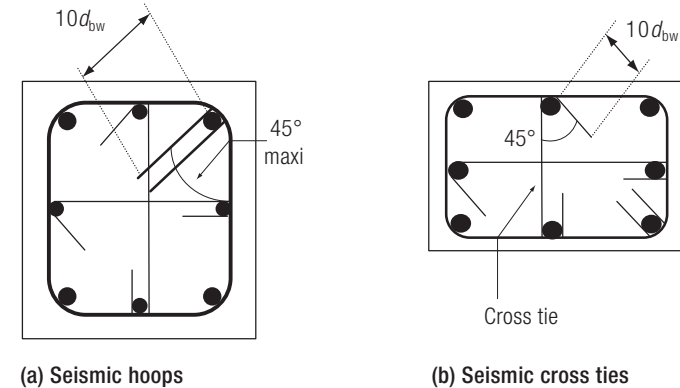


Fig 10.22 Detailing of confinement reinforcement

10.9 Jonctions des armatures

Les règles ci-après s'ajoutent à celles de l'EC2 Partie 1-17.

Il ne doit pas y avoir de jonction par recouvrement par soudure à l'intérieur des zones critiques des éléments de structure. 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 DCM.

Les armatures transversales à prévoir sur la longueur de recouvrement doivent respecter les prescriptions complémentaires suivantes :

- Si les armatures ancrées et en continuité sont disposées dans un plan parallèle aux armatures transversales (Figure 10.23 (a)), la somme ΣA_{sL} des sections de toutes les armatures faisant l'objet du recouvrement doit être utilisée dans le calcul des armatures transversales.
- Si les armatures ancrées et en continuité sont disposées dans un plan perpendiculaire aux armatures transversales (Figure 10.23 (b)), la section des armatures transversales doit être calculée sur la base de la plus grande section A_{sL} des armatures longitudinales recouvertes.
- L'espacement s des armatures transversales à placer dans la zone de recouvrement ne doit pas dépasser :

$$s = h/4 \text{ ou } 100\text{mm, en prenant le plus petit} \quad (10.45)$$

où h est la plus petite dimension de la section transversale (en millimètres).

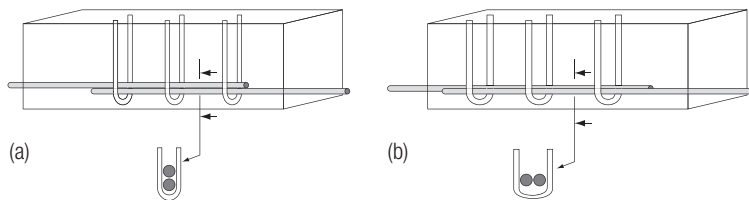


Fig 10.23 Armatures de couture le long des recouvrements

10.9 Laps and splices

The rules hereafter are additional to those of EC2 Part 1-17.

Within the critical regions of structural elements, lap-splicing by welding is not permitted. There may be splicing by mechanical couplers in columns and walls, if these devices are covered by appropriate testing under conditions compatible with ductility class DCM.

The transverse reinforcement to be provided within the lap length must comply with the following complementary requirements:

- If the anchored and the continuing bar are arranged in a plane parallel to the transverse reinforcement (Figure 10.23 (a)), the sum of the areas of all spliced bars, ΣA_{sL} , should be used in the calculation of the transverse reinforcement.
- If the anchored and the continuing bar are arranged within a plane normal to the transverse reinforcement (Figure 10.23 (b)), the area of transverse reinforcement should be calculated on the basis of the area of the larger lapped longitudinal bar, A_{sL} .
- The spacing, s , of the transverse reinforcement in the lap zone should not exceed:

$$s = h/4 \text{ or } 100\text{mm, if less} \quad (10.45)$$

where h is the minimum cross-sectional dimension (in millimetres).

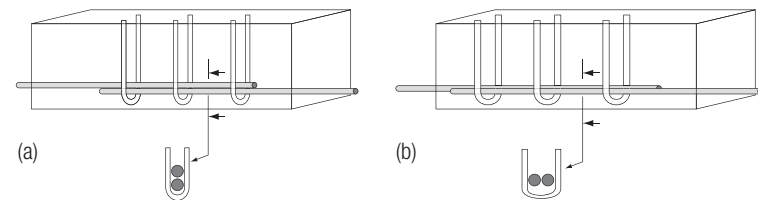


Fig 10.23 Transverse reinforcement within lap length

10.10 Bâtiments en béton

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'EC2 Partie 1-17), soit des armatures longitudinales des éléments de rive des murs, peut être calculée par l'expression suivante :

$$A_{st} = s \left(\frac{d_{bl}}{50} \right) \left(\frac{f_{yld}}{f_{ywd}} \right) \quad (10.46)$$

où :

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.

10.10 Conception et dimensionnement des éléments sismiques secondaires

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 le Chapitre 15 et aussi la Section 10.12 pour les remplissages de maçonnerie dans les portiques).

Les éléments sismiques secondaires (Section 5.2) doivent être dimensionnés et conçus dans le 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. Les déformations maximales dans la situation sismique de calcul sont évaluées conformément au Chapitre 9 du présent *Manuel*, en tenant compte des effets $P-\Delta$. Ces déformations sont obtenues à partir d'une analyse de la structure dans la situation sismique de calcul en négligeant la contribution des éléments sismiques secondaires à la raideur latérale et dans laquelle les éléments sismiques primaires sont modélisés avec leur raideur fissurée en flexion et en cisaillement.

La résistance des éléments secondaires est justifiée si ces effets ne dépassent pas leurs résistances de calcul à la flexion et à l'effort tranchant, respectivement M_{Rd} et V_{Rd} , déterminées selon l'EC2 Partie 1-17.

The required area of transverse reinforcement A_{st} within the lap zone of the longitudinal reinforcement of columns spliced at the same location (as defined in EC2 Part 1-17), or of the longitudinal reinforcement of boundary elements in walls, may be calculated from the following expression:

$$A_{st} = s \left(\frac{d_{bl}}{50} \right) \left(\frac{f_{yld}}{f_{ywd}} \right) \quad (10.46)$$

where:

A_{st} area of one leg of the transverse reinforcement;
 d_{bl} diameter of the spliced bar;
 s spacing of the transverse reinforcement;
 f_{yld} design value of the yield strength of the longitudinal reinforcement;
 f_{ywd} design value of the yield strength of the transverse reinforcement.

10.10 Design and detailing of secondary elements

Suitable measures against possible unfavourable local effects due to the interaction between the structural and non structural elements should be taken (see Chapter 15 and also Section 10.12 for masonry infills in moment resisting frames).

Secondary elements (Section 5.2) should be designed and detailed to maintain their capacity to support the gravity loads present in the seismic design situation, when subjected to the maximum deformations under the seismic design situation.

Maximum deformations due to the seismic design situation should be calculated in accordance with Chapter 9 of this *Manual* and should account for $P-\Delta$ effects. These deformations should be calculated from an analysis of the structure in the seismic design situation, in which the contribution of secondary seismic elements to lateral stiffness is neglected and primary seismic elements are modelled with their cracked flexural and shear stiffness. The resistance of the secondary elements is justified with their design flexural and shear resistance M_{Rd} and V_{Rd} , respectively, determined from EC2 Part 1-17.

10.11 Dispositions pour les diaphragmes en béton

Une dalle pleine en béton armé peut agir comme un diaphragme si son épaisseur est d'au moins 70mm et si les sections d'armatures horizontales disposées dans les deux directions sont au moins égales aux armatures minimales spécifiées dans l'EC2 Partie 1-17.

Lorsqu'une dalle rapportée coulée sur un plancher ou une toiture préfabriquée est conçue pour assurer seule la fonction de diaphragme, elle doit respecter les prescriptions données ci-dessus pour les dalles pleines ; elle doit en outre être coulée sur un support propre et rugueux ou bien connectée au support par des connecteurs. La Section 10.13 présente d'autres prescriptions s'appliquant aux planchers réalisés à partir d'éléments préfabriqués en béton.

Bien que cela ne soit pas requis par l'EC8, il est recommandé, pour la conception DCM, de procéder à la vérification des planchers en béton dans les situations où l'EC8 demande une vérification pour la conception DCH.

Ces situations sont :

- 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.

Pour ces vérifications, le modèle structural utilisé pour la détermination des sollicitations et des efforts dans le diaphragme peut être une poutre haute, un treillis plan ou un modèle à bielles et tirants (Figure 10.24) ; des supports élastiques doivent être intégrés au modèle en cas de rigidité limitée et/ou non uniforme des éléments supports (par exemple, murs d'élancements différents, système à contreventement mixte, etc.). La vérification de la résistance interne du diaphragme et de la résistance au niveau des supports doit être effectuée selon l'EC2 Partie 1-17.

Les sollicitations sismiques doivent être multipliées par un coefficient de surdimensionnement γ_d , pris égal à :

$\gamma_d = 1,3[1,3]$ pour les modes de rupture fragiles (Exemple : cisaillement horizontal...)

$\gamma_d = 1,1[1,1]$ pour les modes de rupture ductiles (Exemple : flexion...).

10.11 Provisions for concrete floor diaphragms

A solid concrete slab may be considered to serve as a diaphragm if it has a thickness of not less than 70mm and is reinforced in both horizontal directions with at least the minimum reinforcement specified in EC2 Part 1-17.

When a topping cast on a precast floor or roof system is designed to serve alone as diaphragm it should conform to the provisions given above for solid slabs and be cast over a clean and rough substrate, or connected to it through shear connectors. Other provisions for floors made with precast concrete elements can be found in Section 10.13.

Although not required by EC8 for DCM, it is recommended that a formal verification of concrete floors should be performed under the same circumstances specified by EC8 for DCH structures, as follows:

- irregular geometries or divided shapes in plan, diaphragms with recesses and re-entrances;
- irregular and large openings in the diaphragm;
- irregular distribution of masses and/or stiffnesses (as e.g. in the case of set-backs or off-sets);
- basements with walls located only in part of the perimeter or only in part of the ground floor area.

For this verification, the structural model used for the determination of action-effects and internal forces in concrete diaphragms can either be a deep beam or a plane truss or strut-and-tie model (Figure 10.24); elastic supports should be considered in the model in case of limited and/or non uniform stiffness of supporting elements (e.g. walls of different slenderness, dual systems etc.) Verification of internal slab strength and strength at supports should be in accordance with EC2 Part 1-17.

Seismic action effects should be multiplied by an overstrength factor γ_d , equal to:

$\gamma_d = 1.3 [1.3]$ for brittle failure modes (e.g. horizontal shear ...)

$\gamma_d = 1.1 [1.1]$ for ductile failure modes (e.g. flexion ...).

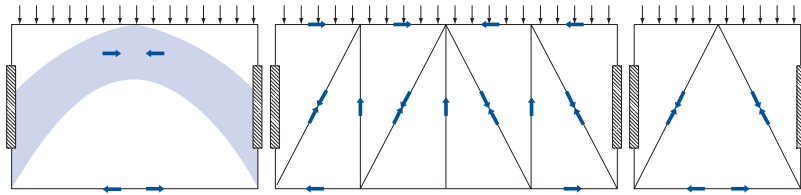


Fig 10.24 Poutre haute, treillis, modèle bielle et tirants

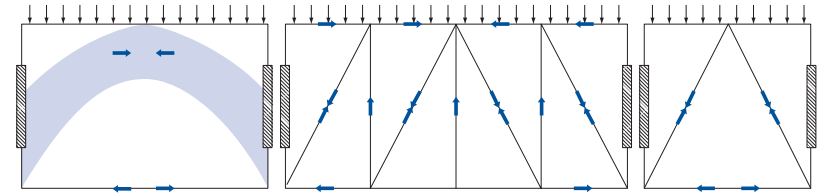


Fig 10.24 Deep beam, truss, strut and tie models

10.12 Effets locaux dus aux remplissages en maçonnerie ou en béton

Les règles générales pour la vérification des panneaux de maçonnerie de remplissage sont données en Section 15.3.

Les règles qui suivent s'appliquent aux poteaux formant des ossatures, avec des remplissages en maçonnerie qui ne sont pas désolidarisés de ces dernières.

Lorsque le remplissage en maçonnerie s'étend d'un côté d'un poteau seulement (Figure 10.25), la hauteur totale du poteau doit être renforcée par des étriers et des épingles tels que requis pour les zones critiques (Section 10.6.2.5). Il en est de même pour tous les poteaux du premier niveau au dessus du sol et pour les poteaux associés à un remplissage partiel (Figure 10.26) et formant un « poteau court ».

Pour les « poteaux courts » (voir Figure 10.26), la longueur libre l_{cl} du poteau est la longueur qui n'est pas en contact avec la maçonnerie. Le long de cette zone l_{cl} , étendue d'une longueur additionnelle h_c (où h_c est la hauteur de la section du poteau), les armatures d'effort tranchant doivent être calculées pour un effort tranchant de calcul donné par :

$$V_d = \gamma_{Rd} M_{Rc} / (l_{cl} / 2) \quad (10.47)$$

où :

M_{Rc} est le moment résistant de calcul du poteau

$\gamma_{Rd} = 1,1$.

Si la hauteur sans contact avec la maçonnerie est inférieure à $1,5h_c$, l'effort tranchant doit être repris par des armatures diagonales (voir Figure 10.26).

10.12 Local effects due to masonry or concrete infills

General considerations for the design of masonry infill panels are given in Section 15.3.

Special rules for the design of columns in concrete moment frames where the infill masonry has not been separated from the frame are as follows.

In cases where the masonry infill covers one face of a column but not the opposite face (Figure 10.25), the entire length of the column should be reinforced with the hoops and ties required for a critical region (Section 10.6.2.5). This also applies to all ground floor columns and those where the infill does not extend over the full height of the column (Figure 10.26) to form a 'short column'.

In 'short columns' (see Figure 10.26), the clear length l_{cl} of the column should be taken as the length not in contact with the infill. Along this length l_{cl} extended by an additional length h_c (where h_c is the column width), the shear reinforcement should be calculated for a design shear force given by:

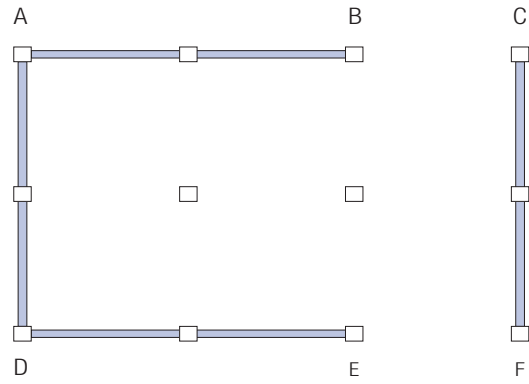
$$V_d = \gamma_{Rd} M_{Rc} / (l_{cl} / 2) \quad (10.47)$$

where:

M_{Rc} is the design value of the moment of resistance of the column

$\gamma_{Rd} = 1.1$.

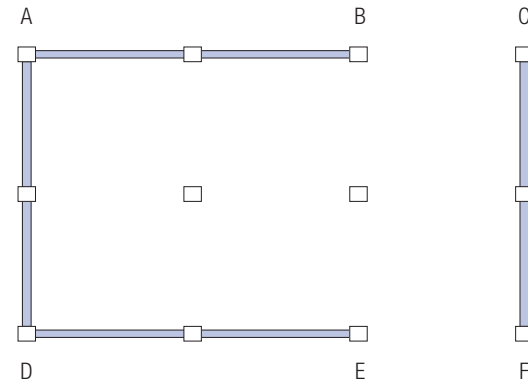
If the length of the column not in contact with the masonry infill is less than $1.5h_c$, the shear force should be resisted by diagonal reinforcement (see Figure 10.26).



Note

Les poteaux A, B, C, D, E et F doivent être conçus comme des zones critiques sur toute leur hauteur, sauf au rez-de-chaussée où cette disposition est applicable à tous les poteaux périphériques.

Fig 10.25 Exemple de poteaux en interaction avec la maçonnerie et nécessitant des dispositions constructives spécifiques



Note

Columns A, B, C, D, E and F should be detailed over their entire length as critical regions except on the ground floor, where all perimeter columns should be detailed in this way.

Fig 10.25 Illustration of columns interacting with masonry requiring special detailing

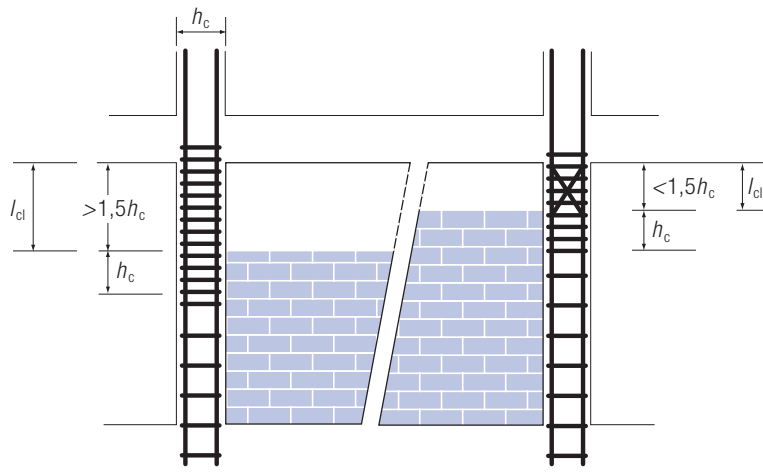


Fig 10.26 Remplissage partiel en maçonnerie – disposition des armatures d'effort tranchant dans les poteaux

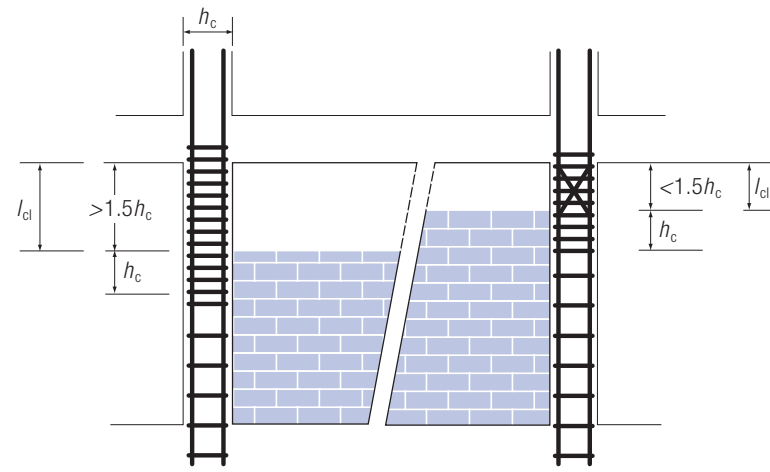


Fig 10.26 Partial masonry infill – arrangement of shear reinforcement in the columns

Quand la hauteur du remplissage couvre la hauteur du poteau, il est admis que la longueur l_c sur laquelle la bielle diagonale du remplissage exerce un effort horizontal sur le poteau est égale à l'étendue verticale de la bielle. *Il est recommandé de prendre l_c égal à $l_d/5$, où l_d est la longueur de la bielle diagonale (Figure 10.27).* Le long de cette longueur l_c , les armatures d'effort tranchant doivent être déterminées avec un effort tranchant de calcul égal à :

$$V_d = \gamma_{Rd} M_{Rc} / (l_c / 2) \text{ ou } V_j \text{ si } V_d \text{ lui est inférieur} \quad (10.48)$$

où :

M_{Rc} moment résistant de calcul du poteau,

$\gamma_{Rd} = 1,1$,

V_j résistance au cisaillement du panneau de remplissage estimée à partir de la résistance au cisaillement des joints.

Il est recommandé de négliger l'effet de la maçonnerie lorsqu'elle périt sous de faibles charges (inférieures à 5% de la capacité résistante en cisaillement des poteaux), avec une déformation de la diagonale à la rupture supérieure au déplacement horizontal entre étages, sous réserve que sa présence ne cause pas d'irrégularité en élévation (transparence), voir Fardis et al¹⁹.

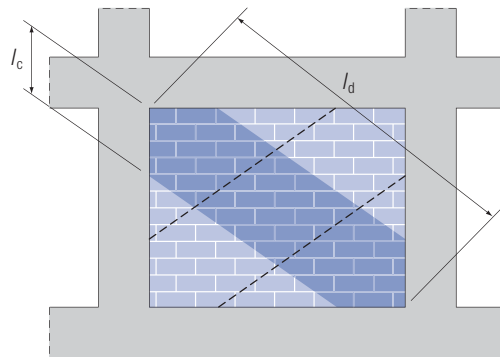


Fig 10.27 Bielle diagonale dans un remplissage en maçonnerie

When the height of the infill is equal to the length of the column, the length l_c over which the diagonal strut of the infill applies a horizontal force to the column is assumed to be equal to the vertical width of the diagonal strut. *It is recommended that l_c can be taken equal to $l_d/5$, where l_d is the length of the diagonal strut (Figure 10.27).* Along this length l_c , the shear reinforcement in the column should be calculated with a design shear force as follows:

$$V_d = \gamma_{Rd} M_{Rc} / (l_c / 2) \text{ or } V_j \text{ if less} \quad (10.48)$$

where:

M_{Rc} design flexural resistance of the column

$\gamma_{Rd} = 1.1$

V_j shear strength of the panel estimated on the basis of the shear strength of the bed joints.

It is recommended that if the masonry infill crushes under low loads (under 5% of the shear capacity of the columns), and the deformation of the diagonal at failure is greater than the design interstorey drift, the effect of the masonry may be ignored, provided that their presence does not cause irregularity in elevation (soft storey), see Fardis et al¹⁹.

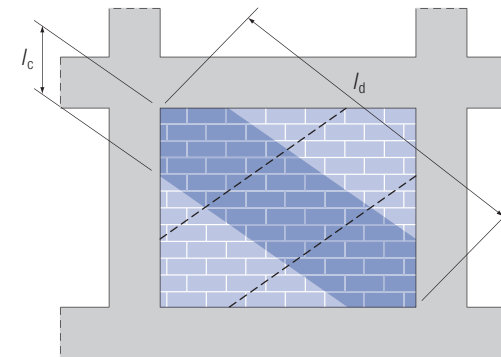


Fig 10.27 Diagonal strut in masonry infill

10.13 Ossatures et planchers préfabriqués

10.13.1 Introduction

Cette Section présente des règles additionnelles pour les structures préfabriquées conçues selon les règles applicables aux structures coulées en place présentées dans les Sections précédentes. Les prescriptions qui suivent s'appliquent aux éléments structuraux primaires comportant des assemblages résistants.

Il est recommandé de se référer au NF-DTU 23-3⁵² pour plus de détails.

10.13.2 Ossatures préfabriquées

10.13.2.1 Considérations préliminaires

Les ossatures préfabriquées présentant des irrégularités nécessitent des études particulières qui ne sont pas abordées.

La conception d'ossatures préfabriquées suppose la présence de poteaux verticaux continus depuis la fondation sans interruption.

Les coefficients de comportement à appliquer aux structures préfabriquées sont déduits de ceux applicables aux structures coulées en place moyennant un coefficient de réduction k_p :

$k_p = 1,0$ [1,0] pour les ossatures à assemblages surdimensionnés.

D'autres types d'assemblages, non couverts par ce *Manuel* sont traités dans l'EC8-1 Partie 1³.

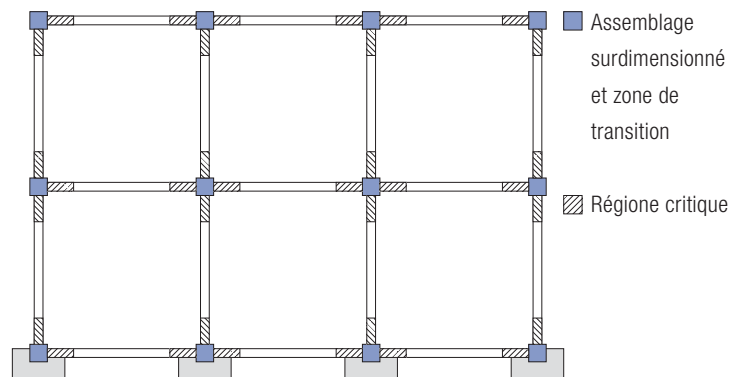


Fig 10.28 Ossature préfabriquée avec assemblages surdimensionnés

10.13 Precast frames and precast floor systems

10.13.1 Introduction

This section gives additional rules for precast structures designed to the rules given in the other sections of this chapter for cast *in situ* structures. The following provisions apply to primary structural elements with connections designed to develop the strength of the members they connect.

It is recommended that reference should be made to NF-DTU 23-3⁵² for further guidance.

10.13.2 Precast frames

10.13.2.1 Initial considerations

Precast frames with irregularities need special attention and are not covered here.

The design of precast frame structures supposes continuous vertical columns from the foundation level without break.

The behaviour factors to be used for precast structures should be derived from those for cast *in situ* structures reduced by a factor k_p :

$k_p = 1.0$ [1.0] for frames with overstrength connections.

Other connections types are considered in EC8 Part 1³, but are beyond the scope of this *Manual*.

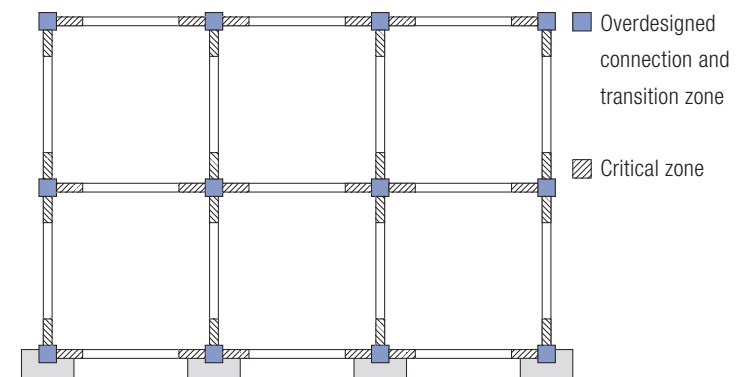


Fig 10.28 Precast frame with overstrength connections

10.13.2.2 Poutres préfabriquées

Les prescriptions qui suivent sont complémentaires à celles applicables aux structures coulées en place et aux prescriptions de l'EC2 Partie 1-17 pour les structures préfabriquées :

- Les poutres isostatiques doivent être assemblées à leur support de façon à assurer la transmission des forces sismiques horizontales ; les efforts de friction engendrés par les forces de pesanteur doivent être négligés pour le calcul de la résistance.
- En cas d'assemblages articulés entre une poutre et ses supports, il convient de vérifier les tolérances et les jeux pour éviter les épaufrures au niveau des appuis, en fonction des déplacements prévisibles des éléments supports (Figure 10.29).

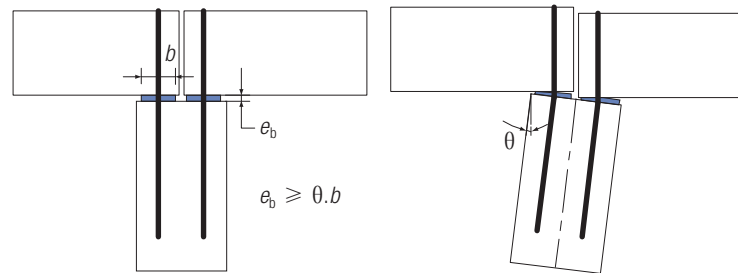


Fig 10.29 Déplacements dans un assemblage poteau-poutre articulé

10.13.2.3 Poteaux préfabriqués

Les prescriptions qui suivent sont complémentaires à celles applicables aux structures coulées en place et aux prescriptions de l'EC2 Partie 1-17 pour les structures préfabriquées :

- Dans les ossatures à assemblages poteau-poutre articulés, les poteaux doivent être encastrés en pied dans des plots à encuvement conçus selon les règles de surdimensionnement (voir la Section 10.13.2.4).
- Les assemblages poteau-poteau situés en zone critique sont possibles seulement en conception DCL et DCM.

10.13.2.2 Precast beams

In addition to provisions for cast *in situ* beams and the rules of EC2 Part 1-17 for precast concrete structures, the followings provisions apply:

- Simply supported beams should be connected positively to their supports in order to ensure the transmission of seismic horizontal forces; friction due to gravity forces may not be taken into account when evaluating resistance.
- When the connections of beams with supporting elements are hinged, tolerances and spalling allowances of bearings should be checked with regard to expected displacements of supporting elements (Figure 10.29).

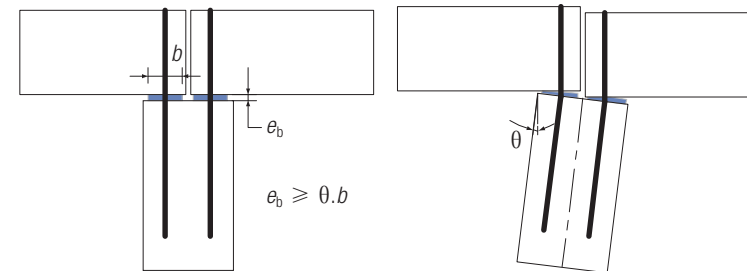


Fig 10.29 Displacements in a hinged beam-column connection

10.13.2.3 Precast columns

In addition to provisions for cast *in situ* columns and the rules of EC2 Part 1-17 for precast concrete structures, the followings provisions apply:

- For precast frame systems with hinged column-to-beam connections, the columns should be fixed at the base with full supports in pocket foundations designed in accordance with overstrength rules (see Section 10.13.2.4).
- Column to column connections in critical regions are possible with DCL and DCM design only.

10.13.2.4 Assemblages surdimensionnés et assemblages poteau – poutre

Les assemblages surdimensionnés doivent être conçus pour rester dans le domaine élastique pendant les séismes.

La sollicitation de calcul pour un assemblage surdimensionné est donnée par :

$$M_d = \gamma_{Rd} M_{Rd} \quad (10.49)$$

où :

M_{Rd} valeur de calcul du moment résistant dans la zone critique adjacente à l'assemblage (extrémité de poutre ou de poteau)

γ_{Rd} coefficient de sur-résistance = **1,2 [1,2]**.

Les armatures entrant dans l'assemblage doivent être entièrement ancrées sur la longueur de l'assemblage avant d'entrer dans la zone critique adjacente (Figure 10.30).

Afin d'assurer que les armatures principales des poutres ne se plastifient pas à l'entrée dans l'assemblage, il est recommandé de ménager une zone de transition entre chaque zone critique et la zone d'assemblage. Les armatures complémentaires assurant le surdimensionnement de l'assemblage doivent être entièrement ancrées dans cette zone de transition (voir Figure 10.30).

Les prescriptions de la Section 10.6.4 s'appliquent aux assemblages surdimensionnés.

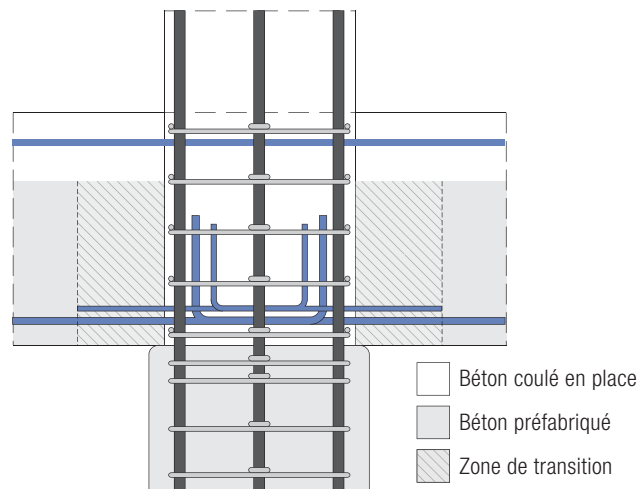


Fig 10.30 Assemblage poteau – poutre surdimensionné

10.13.2.4 Overstrength connections and beam columns joints

Overstrength connections should be designed to remain elastic during an earthquake.

The design action effect for overstrength connections is given by:

$$M_d = \gamma_{Rd} M_{Rd} \quad (10.49)$$

where:

M_{Rd} design value of the resisting moment of the critical zone adjacent to the connection (beam end or column end)

γ_{Rd} overstrength factor = **1.2 [1.2]**.

Reinforcing bars terminating in the connection should be fully anchored within the connection length and before entering in the adjacent critical zone (Figure 10.30).

In order to ensure that the main beam reinforcement does not yield at the point of entry into the connection, it is recommended that an additional transition zone between each critical zone and the connection may be considered. Additional reinforcing bars used to fulfil the over strength prescription of the connection should be fully anchored in that transition zone (see Figure 10.30).

For beam column connections, the provisions of Section 10.6.4 apply.

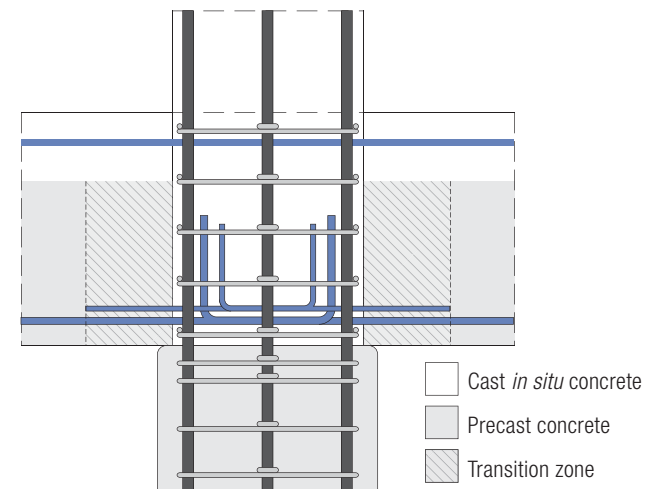


Fig 10.30 Overstrength beam – column connection

10.13.3 Planchers préfabriqués en béton

Les systèmes de planchers visés ici sont ceux constitués d'éléments de dalle préfabriqués (par exemple les dalles alvéolées) reliées à une dalle rapportée coulée en place. Les planchers sans dalle rapportée requièrent des dispositions spécifiques, non traitées par ce *Manuel*.

Il est recommandé de prendre 50mm pour épaisseur minimale d'une dalle rapportée agissant avec les éléments de dalle préfabriqués pour résister aux efforts sismiques, ou 40mm si sa portée est inférieure à 8m. Une épaisseur de dalle rapportée plus faible peut être acceptable pour des systèmes de planchers spécifiques à faible portée, comme les planchers à poutrelles et entrevous, ces systèmes de planchers ne sont pas traités dans ce Manuel.

Le fonctionnement composite du plancher doit être vérifié selon l'EC2 Partie 1-17. Si nécessaire, des armatures verticales en U peuvent être placées dans les joints afin de faire l'office de connecteurs. Voir également la Section 10.11.

La résistance aux efforts dans le plan doit être vérifiée dans le plancher et au niveau des liaisons plancher – support selon les bases suivantes :

- un coefficient de sur-résistance égal à 1,30 est appliqué aux sollicitations ;
- les vérifications sont effectuées selon l'EC2 Partie 1-17 (Clauses 6.2 et 10.9) en négligeant les contributions de friction apportées par les efforts externes (par exemple la pesanteur).

Un système continu de chaînage doit être disposé sur la périphérie du diaphragme et relié aux éléments assurant la résistance latérale.

Le dimensionnement doit prendre en compte le coefficient de surdimensionnement pour les modes de rupture fragiles (voir la Section 10.11 de ce *Manuel*).

Il est noté que le système de chaînage périphérique a pour fonction de résister aux efforts internes de traction dus aux sollicitations de flexion dans le diaphragme et de participer à la transmission des efforts horizontaux aux éléments assurant la résistance latérale (par exemple les murs de cisaillement ou les ossatures résistantes).

Les chaînages intérieurs doivent être dimensionnés pour résister aux efforts de traction et reliés aux éléments assurant la résistance latérale ; ils peuvent être placés dans certains joints entre éléments ou bien dans la dalle rapportée. Leur dimensionnement doit prendre en compte le coefficient de surdimensionnement pour les modes de rupture ductile (voir la Section 10.11).

Il est noté que le système de chaînage intérieur a pour fonction de résister aux efforts de traction qui se développent entre le plancher et les éléments assurant la résistance latérale. Ces efforts surviennent, par exemple, du

10.13.3 Precast concrete floors

Precast concrete floors considered here are those made with precast slab elements (e.g. hollow core slabs) connected to a cast *in situ* topping. Slabs without a topping require special provisions which are beyond the scope of this *Manual*.

It is recommended that the minimum thickness for a topping acting together with precast slab elements to resist in-plane seismic forces should generally be taken as 50mm, or 40mm if the span between supports is less than 8m. Thinner toppings may be acceptable for short span special floor systems, such as beam and block floors, but these are outside the scope of this Manual.

The composite behaviour of the floor should be checked according to the provisions of EC2 Part 1-17. If necessary vertical U-shaped bars can be placed in joints acting as connectors. See also Section 10.11.

In-plane shear forces at internal or slab-to-support connections should be checked on the following basis:

- an overstrength factor equal to 1.30 for the derivation of action effects;
- a design according to clauses 6.2 and 10.9 of EC2 Part 1-17, neglecting the friction effect resistance brought by external forces (e.g. gravity).

A continuous peripheral tying system should be provided along the perimeter of the diaphragm and connected to the lateral support system. The design should include the overstrength factor for ductile failures (see Section 10.11 of this *Manual*).

It may be observed that this peripheral tying system is intended to resist in-plane tensile forces due to flexural action effects in the diaphragm and to assist in the transmission of horizontal forces into the lateral support system (for example shear walls or moment resisting frames).

Internal ties should be designed to resist tensile forces and connected to the points of lateral load support; they should be provided along some joints and/or in the cast *in situ* topping. The design should include the overstrength factor for ductile failures (see Section 10.11).

It may be observed that this internal tying system is intended to resist tensile forces which develop between the floor and the points of lateral support. These forces may arise, for example, due to the acceleration of the participating mass of the floor. The internal ties also contribute to the shear resistance at the slab-to-support interface, see above. In any

10.13 Bâtiments en béton

fait de l'accélération des masses participantes du plancher. Les chaînages intérieurs participent également à la résistance au cisaillement au niveau de l'interface plancher – support, voir ci-dessus. Dans tous les cas, la capacité totale des chaînages intérieurs constitués par des armatures incluses dans les éléments préfabriqués ou additionnelles et reliées au système de chaînage périphérique doit satisfaire aux dispositions minimales prévues par l'EC2 Partie 1-17, Clause 9.10.2.3.

case, the total capacity of the internal ties connected to the peripheral tying system, accounting for reinforcement anchored into the precast elements and/or additional reinforcement, should fulfil the minimum requirement of EC2 Part 1-17, clause 9.10.2.3.