

Chapitre 10. Bâtiments en béton armé.

10.1. Introduction

L'effondrement de nombreuses structures en béton armé soumises à séisme (El Asnam 1983, Mexico 1987, Arménie 1989, Turquie 1999, Grèce 2000, Algérie 2003 – Figure 10.1) semble accrédi-ter l'idée commune d'un matériau mal adapté à une dissipation d'énergie dans le domaine plastique.

C'est une vision simpliste des choses : le béton armé peut être ductile si on respecte des règles favorisant l'existence de comportements dissipatifs locaux et globaux.



Figure 10.1. Effet du séisme de Boumerdes (Algérie, 2003).

10.2. Phénomène local ductile permettant le développement de zones dissipatives

Il n'existe qu'un **seul mécanisme local ductile** utilisable en béton armé : la **flexion plastique**.

Elle est obtenue en créant des conditions convenables de section et de matériaux favorisant les 2 phénomènes ductiles disponibles au niveau des matériaux :

- La plastification de l'acier en traction
- La déformation plastique du béton comprimé

L'acier des barres à béton des classes B et C de l'Eurocode 2 (voir Tableau ci-dessous), qui sont prescrites dans les applications sismiques, est un matériau ductile dont l'allongement $\varepsilon_{u,k}$ correspondant à la résistance à la rupture est supérieur à 5%, soit $50 \cdot 10^{-3}$ (classe B) ou 7,5% (classe

C). Comme l'allongement à la limite élastique ε_y est de l'ordre de $500 / 200.000 = 2,5 \cdot 10^{-3}$, la ductilité du matériau $\varepsilon_{s,max} / \varepsilon_y$ est donc au minimum de l'ordre de 20.

Tableau 10.1. Définition des classes d'armature dans l'Eurocode 2.

Product form	Bars and de-coiled rods			Wire Fabrics			Requirement or quantile value (%)
Class	A	B	C	A	B	C	-
Characteristic yield strength f_{yk} or $f_{0,2k}$ (MPa)	400 to 600						5,0
Minimum value of $k = (f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Characteristic strain at maximum force, ε_{uk} (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Bendability	Bend/Rebend test			-			
Shear strength	-			0,3 A f_{yk} (A is area of wire)			Minimum
Maximum deviation from nominal mass (individual bar or wire) (%)	Nominal bar size (mm) ≤ 8 > 8			$\pm 6,0$ $\pm 4,5$			5,0

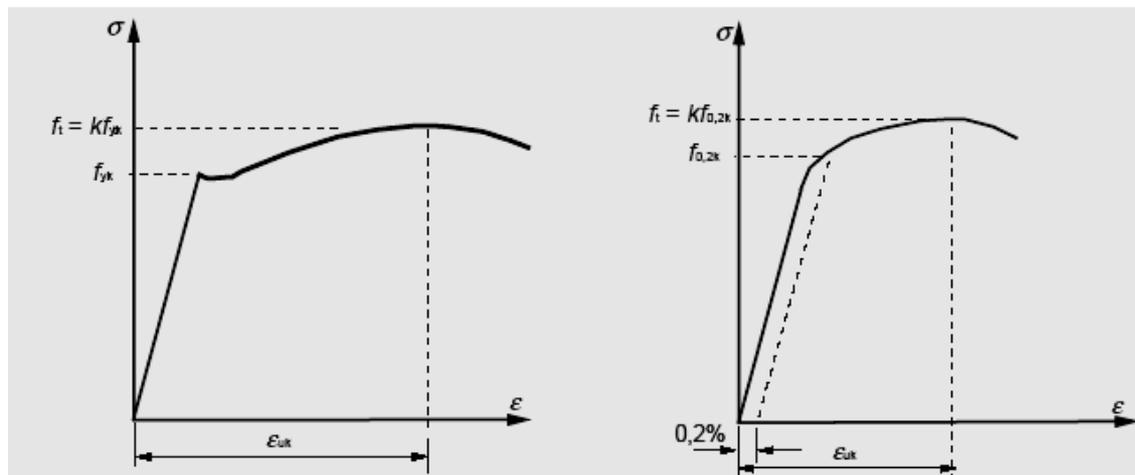


Figure 10.2. Diagrammes contrainte-déformation des aciers à béton.

A gauche, fabriqué à chaud. A droite, fabriqué à froid.

Le béton non armé possède une capacité de déformation proportionnelle (accourcissement) à rupture ε_{cu2} très limitée, de l'ordre de $3,5 \cdot 10^{-3}$. Cette valeur est 14 fois plus petite que la déformation $\varepsilon_{u,k}$ minimale de l'armature ($50 \cdot 10^{-3}$). La déformation à rupture ε_{cu2} est de l'ordre de 2 fois le raccourcissement élastique maximum ε_{e2} du béton et la ductilité du matériau est donc de l'ordre de 2 seulement, soit 20 fois moins que celle de l'armature.

ε_{cu2} peut être relevé par un facteur de l'ordre de 2 à 4 si le béton est bien confiné par une armature transversale, circonstance qui augmente aussi sa résistance. L'armature de confinement empêche l'expansion transversale du béton (effet Poisson) ; elle est soumise à une pression perpendiculaire à la

surface, qui la met en traction (de type « circonférentielle »). La Figure 10.3 montre le relèvement de la déformation à rupture ε_{cu2} et de la résistance par un confinement: f_{ck} devient $f_{ck,c}$ et ε_{cu2} devient $\varepsilon_{cu2,c}$. L'Eurocode 2 donne :

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5 \sigma_2 / f_{ck}) \quad (\text{pour } \sigma_2 > 0,05 f_{ck})$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad \varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck}$$

Dans ces relations, $\sigma_2 (= \sigma_3)$ est la contrainte de compression latérale effective due au confinement.

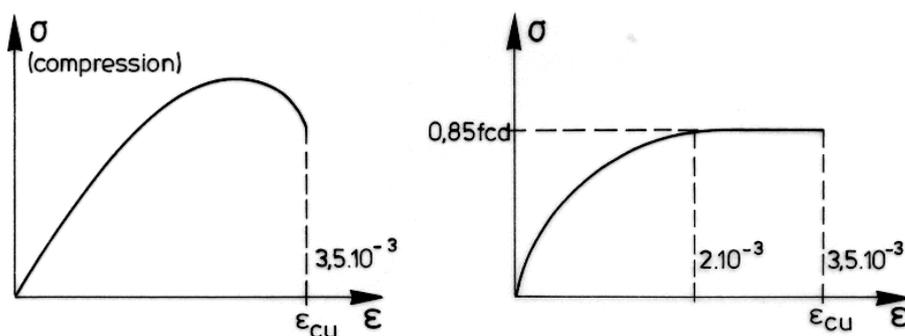
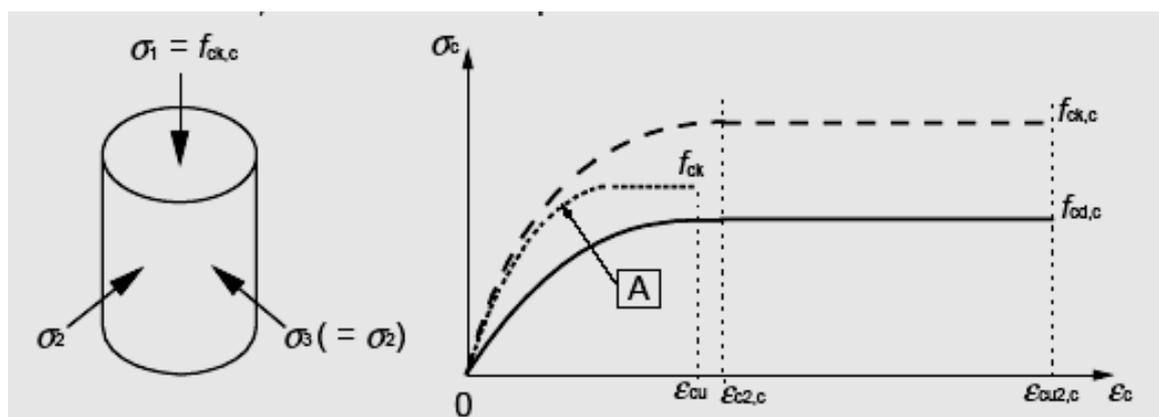


Diagramme contrainte- déformation du béton. A gauche: réel. A droite : conventionnel.



A: f_{ck} , non confiné ; $f_{cd} = f_{ck}/1,5$

Figure 10.3. Effet positif du confinement sur la résistance et la ductilité.

Diagrammes σ - ε conventionnels.

La ductilité du béton est alors de l'ordre de 4 ou plus, mais seulement dans la zone intérieure au confinement ; la zone extérieure à l'armature transversale se désagrège en cas de déformation importante. La déformation à rupture $\varepsilon_{cu2,c}$ du béton confiné peut être estimée en fonction de l'armature transversale, caractérisée par $\alpha \omega_{wd}$: $\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd}$ ω_{wd} est le rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans les zones critiques et α est un coefficient d'efficacité du confinement. On définit ces paramètres en 10.8.4. La Figure 10.13 montre des armatures de confinement. Compte tenu de leur rôle de reprise de traction « circonférentielle, il est obligatoire que les armatures de confinement constitue des boucles fermées et

donc que l'ancrage de ces armatures soit soignés : des crochets recourbés à 135° terminés par une portion droite de longueur 10Φ constituent l'ancrage nécessaire pour que l'armature de confinement ne s'ouvre pas. Ce type d'armature transversale est imposé par l'Eurocode 8 dans les zones dissipatives (dites aussi « critiques »). Les armatures de confinement servent aussi à empêcher le flambement des armatures en zone comprimée, ce qui impose une entre distance s limitée.

10.3 Phénomènes locaux non dissipatifs.

Cisaillement alterné

L'expérience montre que les dégradations dues au cisaillement alterné de poutres ou poteaux rendent les structures inutilisables ou causent leur effondrement. Les zones dégradées par cisaillement alterné ont un aspect en "diabolo". Figure 10.4. Ces dégradations résultent de fissurations inclinées alternées (à 45° en cas de cisaillement pur) générées par l'alternance des mouvements de la structure. Cet ensemble de fissures croisées transforme le matériau béton en un amas de pierres disjointes, ce qui entraîne une perte totale de résistance et de raideur tant axiale que flexionnelle de l'élément structural. On empêche la ruine des sections par cisaillement en les surdimensionnant selon le principe du dimensionnement capacitif : il convient que les armatures longitudinales (de flexion) entrent en plasticité alors que les armatures transversales (d'effort tranchant) et les bielles inclinées de béton restent en régime élastique. On assure un dimensionnement surabondant des armatures d'effort tranchant dans une poutre en considérant comme effort tranchant de calcul celui basé sur l'équilibre de la poutre sous l'effet des moments plastiques d'extrémité $M_{i,d}$ des rotules flexionnelles et ce à la fois pour les sens positif et négatif de l'action sismique.

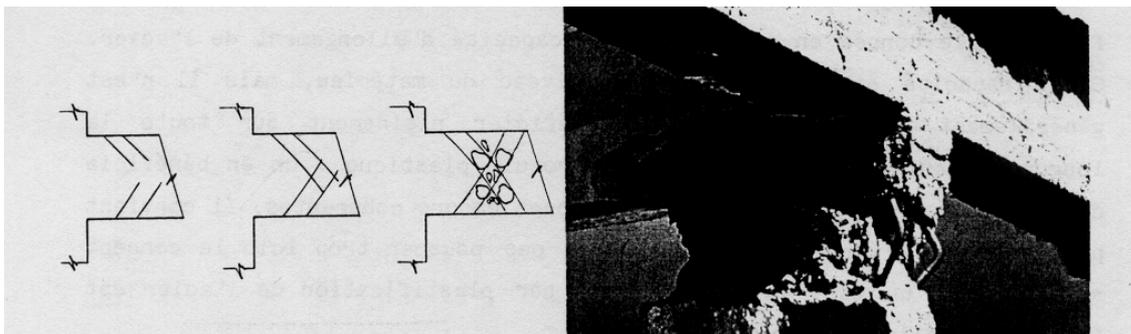


Figure 10.4. En l'absence d'armature transversale convenable, le cisaillement alterné détruit les sections.

En pratique, la contre mesure à la ruine de section par cisaillement implique donc en une densification des armatures transversales par rapport au projet non sismique.

Rupture d'adhérence.

La ruine par rupture d'adhérence est de type fragile et doit absolument être évitée.

On atteint ce but en évitant de placer les ancrages et les transferts d'effort par recouvrement de barre dans les zones les plus sollicitées ou, à défaut, en prévoyant des longueurs d'ancrage ou de recouvrement nettement plus importantes qu'en situation non sismique.

Comme on le sait, l'équilibre local du mécanisme de transfert d'effort par adhérence implique l'existence d'armatures transversales capables de reprendre en traction un effort égal à celui de l'armature longitudinale ancrée ou dont on assure un transfert d'effort par recouvrement de barres – Figure 10.5. Si on est proche d'une rotule plastique, c'est l'effort de traction plastique des barres longitudinales qui fixe les dimensions des armatures transversales. En pratique, l'allongement des longueurs d'ancrage ou de recouvrement et le dimensionnement capacitif se référant à une section d'acier en traction plastique entraînent un accroissement de l'armature transversale par rapport à un projet non sismique.

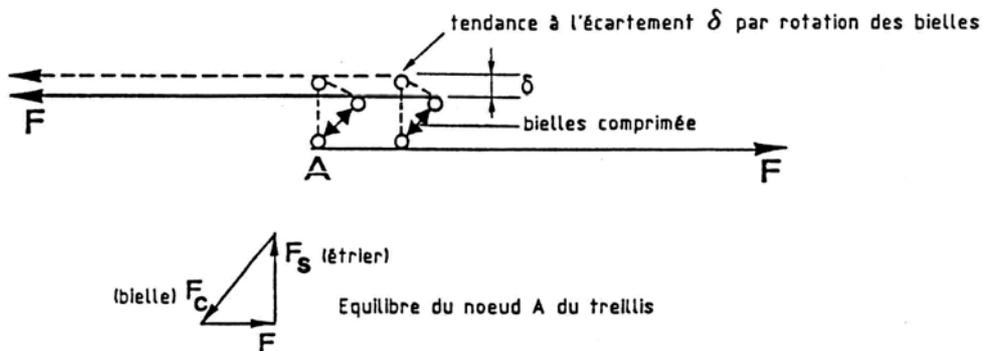


Figure 10.5. Transfert d'effort par recouvrement de barres.

Flambement individuel d'une armature.

Une barre longitudinale d'un élément en béton comprimé est sujette à flambage. Le risque est accru si la contrainte dans la barre est plus élevée, ce qui est le cas dans les zones très sollicitées (flexion plastique, compression élevée). Le phénomène de flambage se produit si la barre est insuffisamment maintenue transversalement par des étriers trop espacés. En pratique, la contre mesure au flambement d'armature est une densification des armatures transversales par rapport à un projet non sismique.

Localisation des déformations plastiques dans un zone restreinte.

Si les sections d'acier et de béton, les matériaux et l'exécution sont corrects, on atteint une ductilité de courbure adéquate dans les rotules plastiques (voir en 10.4 le calcul de la ductilité de courbure). Encore faut il que cette courbure soit réalisée sur une longueur suffisante pour qu'on puisse parler d'une « rotule plastique » et de sa « rotation plastique », dont la valeur doit pouvoir atteindre plusieurs degrés d'angle (ordre de grandeur : 3° ou 3% ou 30 mrad). Si la conception est telle que les déformations plastiques se développent dans une zone très restreinte, la capacité de rotation offerte par cette zone est faible et peut être inférieure aux exigences du projet. On atteint alors une ruine par excès

de déformation plastique de l'armature longitudinale dans cette zone de longueur restreinte, comme résultat de ce qu'on appelle une « localisation » des déformations.

Compression dans des éléments où le confinement du béton est inégal sur la section.

Sous une action alternée dans le domaine plastique, un élément comprimé en béton armé se dégrade dans la partie de section qui se trouve en dehors du confinement réalisé par les armatures transversales. Dans les sections en L ou en T où la table de compression n'est pas armée transversalement (étriers), le confinement est inégal sur la section et seule l'âme est capable d'assurer un comportement ductile du béton comprimé sous action cyclique. Un dessin particulier des armatures transversales peut seul améliorer la situation. On tient compte de ce comportement inégal de la section en limitant la largeur de dalle des poutres en T à une partie considérée comme efficace pour reprendre un moment plastique.

Cisaillement induit par les cloisons de remplissage dans les ossatures en béton armé.

Des murs de remplissage induisent dans une ossature en portique des efforts internes différents de ceux qu'on obtiendrait dans une ossature de même masse sans remplissage. En particulier, les remplissages agissent comme des diagonales comprimées dans les cellules rectangulaires de l'ossature et introduisent des efforts de cisaillement dans les poutres et les colonnes. Ces efforts, qui ne sont pas considérés dans un modèle mathématique "ossature en portique", peuvent entraîner des ruines fragiles par cisaillement des poteaux et poutres. Les remplissages, qui ne sont généralement pas ductiles, peuvent aussi introduire une réponse globale non maîtrisée de la structure en créant un niveau « transparent » à l'étage où ils sont ruinés en premier. Ce problème a été présenté en 5.2.4.

On peut résoudre le problème des sollicitations additionnelles introduites par la présence de remplissages :

- en utilisant des matériaux de remplissage de résistance suffisamment négligeable pour qu'on les ignore dans la réponse de la structure
- en réalisant des joints entre remplissage et structure pour éviter l'interaction structurelle.
- en tenant compte du cisaillement additionnel, ce qui conduit à augmenter l'armature transversale des poutres et poteaux dans les zones proches des nœuds poutres – poteaux.

Instabilité.

Les efforts internes réellement développés dans une structure par l'action sismique ne sont pas parfaitement connus. Dans nos approches, ils sont dépendants du modèle mathématique choisi pour représenter la structure, qui comporte toujours des approximations: les sollicitations torsionnelles des barres sont souvent négligées, les termes d'inertie (de masse) correspondant à des masses excentrées d'éléments porteurs sont ignorées, les axes neutres des éléments sont concourants dans le modèle même s'ils ne le sont pas en réalité. Ces approximations peuvent être optimistes et conduire à sous estimer le risque d'instabilité d'éléments structuraux.

On se prémunit contre ces incertitudes liées au modèle par diverses contre mesures – voir 10.6.3.

10.4. Ductilité des éléments fléchis en béton armé.

10.4.1. Remarque : « zone critique », « longueur critique », vocables de l’Eurocode 8.

Dans la partie relative aux constructions en béton, l’Eurocode 8 utilise les termes « zone critique » et « longueur critique ».

La « zone critique » d’un élément sismique primaire est la région où apparaissent les combinaisons les plus défavorables des effets (M , N , V , T) des actions et où des rotules plastiques peuvent se produire : les zones critiques sont les zones dissipatives. La « longueur critique » est la longueur de la zone dissipative. Elle dépend du type d’élément sismique primaire considéré.

10.4.2. Lois de comportement des matériaux.

Le diagramme contrainte-déformation (σ, ε) de l’acier est du type élasto – plastique. Pour les aciers laminés à chaud, il existe un palier d’étirage sous la contrainte f_y , puis un écrouissage (ou durcissement) jusqu’à la contrainte de rupture f_t – Figure 10.2. On admet généralement que l’allongement correspondant à la fin du palier d’étirage est $\varepsilon_{s,max} = 10. 10^{-3}$.

Le diagramme contrainte-déformation (σ, ε) du béton n’est pas linéaire – Figure 10.3. Pour simplifier les calculs, il est acceptable de le remplacer par un diagramme conventionnel dit "parabole rectangle" plafonné à $0,85 f_{cd}$. L’expérience montre que le raccourcissement à rupture ε_{cu2} par flexion des bétons courants non confinés est de l’ordre de $3,5.10^{-3}$.

10.4.3. Etats Limites de flexion d’une poutre.

Dans l’étude de la flexion des éléments fléchis en béton armé sous des sollicitations non accidentelles, on considère 2 Etats Limites Ultimes ELU possibles au niveau des matériaux:

- l’allongement ε_s de l’acier atteint l’allongement $\varepsilon_{s,max}$ à la limite du palier d’étirage. C’est un Etat Limite ductile et l’allongement ε_{uk} de l’acier à la rupture est normalement bien supérieur à $\varepsilon_{s,max} = 10. 10^{-3}$
- le raccourcissement des fibres de béton comprimé atteignent le raccourcissement limite ε_{cu2} , point B du diagramme des déformations ε dans la section de la Figure 10.6. C’est un Etat Limite fragile : on ne peut pas espérer un ε très supérieur à cette valeur.

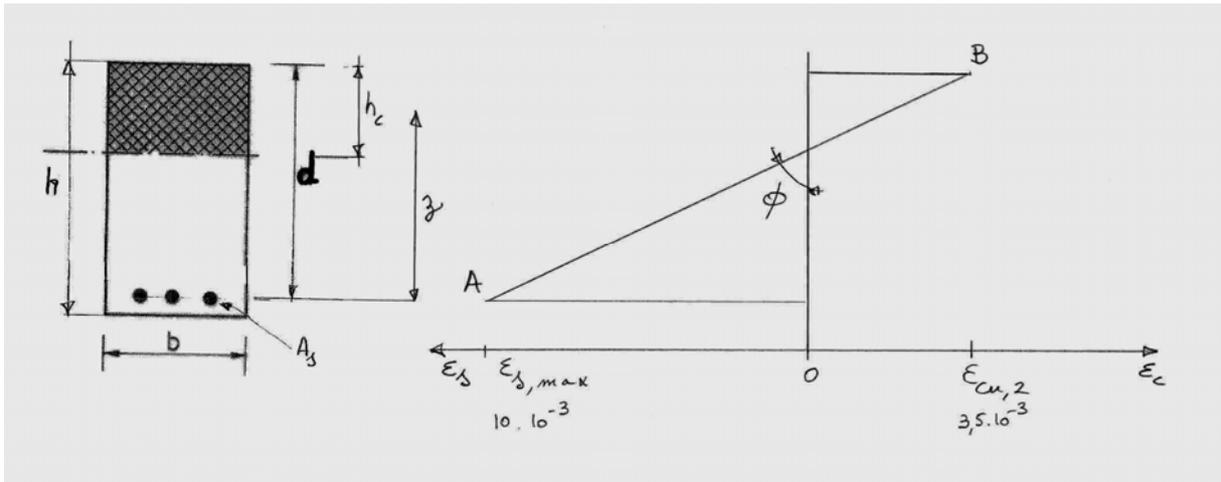


Figure 10.6. Diagramme des ε dans une section fléchie.

Compte tenu du caractère différent de ces 2 ELU de matériaux (fragile – non fragile), la ruine d'une section fléchie est toujours en fait atteinte par l'écrasement du béton.

Pour établir le comportement d'une section fléchie en béton armé, on exprime:

- la conservation des sections planes : $\varepsilon_c / h_c = \varepsilon_s / (d - h_c)$ (10.1)

- l'équilibre entre les efforts internes à la section et le moment de flexion extérieur appliqué M_{Ed} , soit, dans une section rectangulaire avec des armatures de section A_s disposées en un seul lit à une distance d de la fibre supérieure et en utilisant le diagramme simplifié « parabole rectangle plafonné à $0,85 f_{cd}$ » pour les contraintes de la zone comprimée: $h_c \cdot b \cdot \alpha f_{cd} \cdot z = M_{Ed}$ (10.2)

$$A_s \cdot f_{yd} \cdot z = M_{Ed} \quad (10.3)$$

On utilise aussi la relation géométrique : $z = d - h_c/2$ (10.4)

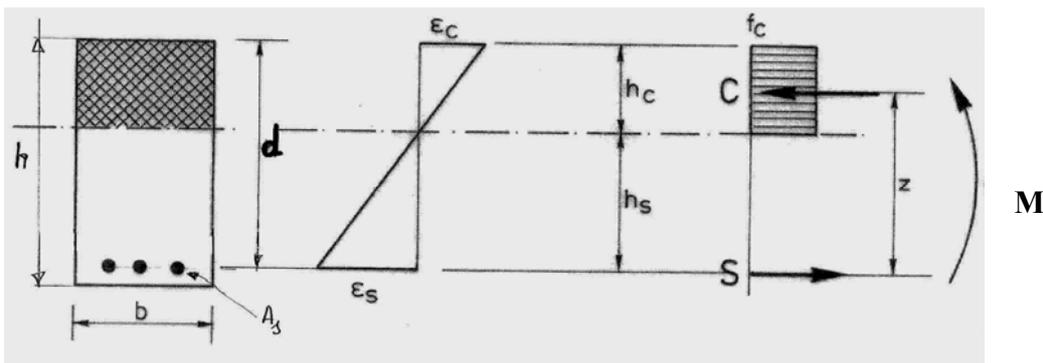


Figure 10.8. Equilibre de la section fléchie.

La rotation de la section par unité de longueur de poutre ou « courbure » K est liée à ε_c , ε_s , d et h_c par la relation géométrique :

$$K = (\varepsilon_c + \varepsilon_s) / d$$

Pour établir la capacité de rotation d'une zone de « rotule plastique », on doit définir la longueur de cette zone (longueur critique l_{cr}). Si on admet que l_{cr} est égale à la hauteur utile d de la section, la

capacité de rotation ϕ de la rotule plastique vaut :

$$\phi = Kd = \varepsilon_c + \varepsilon_s \quad (10.5)$$

Les déformations ε du béton et de l'acier atteintes sous l'application d'un moment de flexion sollicitant M_{Ed} sont fonction des caractéristiques des matériaux ($f_{cd}, \varepsilon_{cu,2}, f_{yd}, \varepsilon_{s,max}$) et des dimensions des sections A_s d'armature et bh de béton.

Des relations (10.1 à 10.5), on peut déduire des formulations explicites de ϕ, A_s et du pourcentage géométrique d'armature $\omega = A_s/bh$ correspondant à des valeurs particulières de $\varepsilon_{cu,2}$ et $\varepsilon_{s,max}$:

$$(10.1) \text{ peut s'écrire : } \quad h_c = \varepsilon_c d / (\varepsilon_c + \varepsilon_s) \quad (10.6)$$

Par (10.4) et (10.1), on transforme (10.2) en :

$$M_{Ed} = h_c \cdot b \cdot \alpha f_{cd} \cdot z = b \cdot d^2 \cdot \alpha f_{cd} \cdot [1 - \varepsilon_c / 2(\varepsilon_c + \varepsilon_s)] [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] \quad (10.7)$$

[Note : l'expression $[1 - \varepsilon_c / 2(\varepsilon_c + \varepsilon_s)] [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)]$ est une valeur approchée du facteur "μ" de la méthode de calcul du béton armé en flexion enseignée à l'Université de Liège.]

De (10.7), (10.3) et (10.6) on déduit : $[\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] b \cdot d^2 \cdot \alpha f_{cd} = A_s f_{yd} d$

$$\text{Soit : } \quad A_s / bd = [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] \alpha f_{cd} / f_{yd} \quad (10.9)$$

A_s / bd ($\approx A_s / bh$) donne une valeur approchée du pourcentage géométrique d'armature ρ .

$$\rho = [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] \alpha f_{cd} / f_{yd} \quad (10.10)$$

Si une armature est présente en zone comprimée, les développements précédents peuvent être réécrits en tenant compte de l'augmentation de résistance $A'_s \cdot f_{yd}$ de la zone de béton comprimé:

- (10.1) à (10.5) sont inchangés
- (10.7) devient, si on fait l'hypothèse sécuritaire que z est le bras de levier de A'_s :

$$\begin{aligned} (A'_s \cdot f_{yd} + h_c \cdot b \cdot \alpha f_{cd}) z &= A_s f_{yd} z \\ A_s / bd &= A'_s / bd + [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] \alpha f_{cd} / f_{yd} \\ \rho &= \rho' + [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] \alpha f_{cd} / f_{yd} \end{aligned} \quad (10.11)$$

Cette relation correspond à la relation (5.11) de l'Eurocode 8 Partie 1 : $\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

pour une ductilité de courbure $\mu_\phi = 4$ et $\varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E = 500/200.000 = 2,5 \cdot 10^{-3}$.

Pour voir l'influence des paramètres du problème sur la capacité de rotation ϕ_u , on considère quelques situations typiques de déformations de l'armature et du béton, dans le cas d'un béton C25/30 et d'un

acier S500. On a : $\alpha = 0,76$ $f_{cd} = 16,7$ MPa $\alpha f_{cd} = 12,75$ MPa $f_{yd} = 434$ MPa

On établit aussi la ductilité de courbure dans la zone de rotule plastique $\mu_\phi = \chi_u / \chi_y$

μ_ϕ est défini comme le rapport entre la courbure χ_u atteinte lorsque le moment fléchissant est égal à 85 % de sa valeur résistante, atteint dans la phase de décroissance post-pic (c'est à dire pour $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,2} = 3,5 \cdot 10^{-3}$ en général) et la courbure χ_y correspondant à la limite d'élasticité (les déformations limites du béton et de l'acier ε_{cu} et $\varepsilon_{su,k}$ ne doivent pas être dépassées). Comme on travaille dans l'hypothèse

d'une égale courbure sur la longueur de la zone plastique, on a aussi : $\mu_\phi = \chi_u / \chi_y = \phi_u / \phi_y$

On peut calculer ϕ_y en utilisant les relations de conservation des sections planes et d'équilibre mentionnées plus haut, avec $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E = 2,5 \cdot 10^{-3}$. On établit ensuite ε_c et $\phi_y = \varepsilon_c + \varepsilon_{sy,d}$.

On peut aussi utiliser une valeur approchée de ϕ_y basée sur la seule géométrie de la section:

$$\phi_y = 1,70 \varepsilon_{sy,d} / d \quad \text{par unité de longueur de poutre.} \quad (10.12)$$

Pour une rotule plastique de longueur d , on trouve : $\phi_y = 1,70 \varepsilon_{sy,d} = 4,3 \cdot 10^{-3} \text{ rad} = 4,3 \text{ mrad}$.

Ceci donne comme relation approchée de calcul de μ_ϕ : $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y = \phi_u / 4,3 \cdot 10^{-3}$ (10.13)

Tableau 10.2. Capacité de rotation et ductilité associées à différentes caractéristiques de section.

Description et hypothèses sur ε_s , ε_c et ρ (ρ en %)	ε_s	ε_{cu2}	" μ " <i>Méth.</i> <i>ULg</i>	$\rho = A_s / bd$ Pourcentage armature tendue en %	ϕ_u (mrad)	Ductilité de Rotation μ_ϕ
Situation ductile Réf.« ruine acier » $\rho' = 0$	$10 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^{-3}$	0,226	0,76	13,5	3,1
$\rho = 0,69$ $= \rho_{\max, \text{Eurocode 8}}^*$ $\rho' = 0$	$11,5 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^{-3}$	0,206	0,69	15,0	3,5
$\rho = 0,69$ $\rho' = 0$ béton très confiné	$22,8 \cdot 10^{-3}$	$7 \cdot 10^{-3}$	0,207	0,69	29,8	6,9
$\rho = 0,69$ $\rho' = 0,2 \rho$	$18,6 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^{-3}$		0,69	18,6	4,3
$\rho = 0,69$ $\rho' = 0,5 \rho$	$26,3 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^{-3}$		0,69	29,8	6,9
$\rho = 0,69$ $\rho' = 0$ effort axial $\varepsilon_c = 2 \cdot 10^{-3}$	$4,9 \cdot 10^{-3}$	$1,5 \cdot 10^{-3}$		0,69	6,4	1,5
Armature à 4% d'allongement** $\rho' = 0$	$40 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^{-3}$	0,077	0,24	43,5	10,1
Armature élastique à l'ELU $\rho' = 0$	$2 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^{-3}$	0,433	1,87	5,5	1,3

*Hypothèses : $\mu_\phi = 4$ et $\varepsilon_{sy,d} = f_{yd} / E = 500 / 200.000 = 2,5 \cdot 10^{-3}$; absence d'armature en zone comprimée.

**La norme « Produit » impose que l'allongement minimum à rupture d'un acier à béton soit 5 %; voir 10.2.

A la Figure 10.8, on visualise l'influence des paramètres ρ et ρ' sur la ductilité μ_ϕ . Les courbes correspondent à la relation $\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ dans le cas d'un acier S500 et d'un béton C30.

La Figure 10.9 montre l'influence qualitative d'un effort axial N sur la ductilité μ_ϕ .

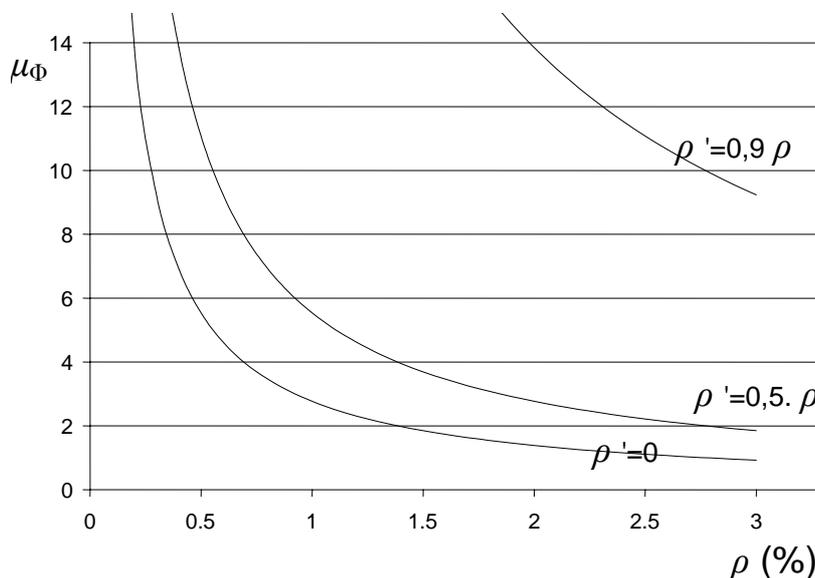


Figure 10.8. Influence du pourcentage d'armature tendue ρ et du rapport ρ'/ρ sur la ductilité en flexion μ_ϕ

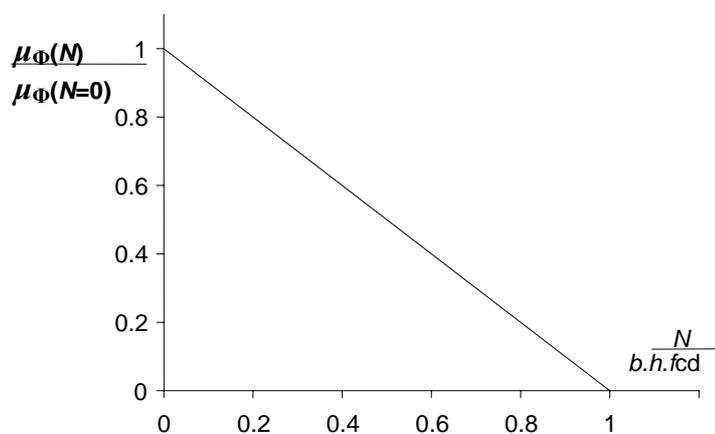


Figure 10.9. Influence qualitative de l'effort axial N sur la ductilité en flexion μ_ϕ

Les résultats montrent que la **capacité de rotation flexionnelle** ϕ_u d'un élément de béton armé de section bh donnée :

- **augmente** si le pourcentage ρ d'acier tendu **diminue**
- **augmente**, pour une valeur fixée de ρ , si le pourcentage ρ' d'acier comprimé **augmente**
- **augmente** si le raccourcissement limite ε_{cu2} du béton **augmente**
- **diminue** en présence d'une sollicitation de compression

Les résultats montrent aussi que :

- si le pourcentage géométrique d'armature est inférieur à la valeur prescrite par la relation (5.11) de l'Eurocode 8 Partie 1, on atteint des capacités de rotation ϕ_u assez élevées : 15 mrad en l'absence d'armature en zone comprimée ; 18,6 mrad si $\rho'/\rho = 0,2$; 29,8 mrad si $\rho'/\rho = 0,5$.
- La circonstance $\rho'/\rho = 0,5$ correspond à ce qui est prescrit dans l'Eurocode 8 pour les zones d'ossature où des rotules plastiques sont attendues ; on voit que cette prescription assure automatiquement une ductilité μ_ϕ assez élevée
- Certains codes prescrivent $\rho'/\rho = 1$ (RPA 2003, Algérie) et la ductilité assurée est encore plus élevée.
- Un pourcentage d'armature assurant une ductilité convenable correspond à des valeurs « μ » inférieures au « μ rationnel » (où « μ » désigne le facteur de la méthode de calcul du béton armé en flexion enseignée à l'Université de Liège).

Enfin, on rappelle que pour atteindre des capacités de rotation plastique suffisantes, il faut, après les calculs, veiller à ce que la réalisation soit effectuée en utilisant:

- des bétons adéquats (résistance à la compression, déformation à rupture).
- des aciers possédant des qualités convenables (allongement plastique uniforme, rapport f_u / f_y).
- une armature transversale des zones de rotules plastiques potentielles assurant un confinement adéquat du béton et empêchant la ruine du béton par cisaillement ainsi que le flambement local de l'acier comprimé.

Note 1: si on se réfère à (10.5), la relation (10.13), soit : $\phi_y = 1,70 \varepsilon_{sy,d} = 4,3 \cdot 10^{-3}$ rad signifie qu'à la limite élastique de la section on a approximativement dans le béton:

$$\varepsilon_c = (4,3 - 2,5) \cdot 10^{-3} = 1,8 \cdot 10^{-3} \approx \varepsilon_{cu2} / 2$$

Note 2 : des relations similaires à (10.12) ont été établies pour les murs et les poteaux.

On a, par unité de longueur de l'élément structural (unité à choisir pour exprimer D, d, h_c, l_w), les rotations ϕ_y suivantes:

Poteaux circulaires :
$$\phi_y = 2,35 \varepsilon_{sy,d} / D$$

Poutre rectangulaire avec ou sans table de compression):
$$\phi_y = 1,70 \varepsilon_{sy,d} / d$$

Mur rectangulaire :
$$\phi_y = 2,00 \varepsilon_{sy,d} / l_w$$

Poteaux rectangulaires :
$$\phi_y = 2,12 \varepsilon_{sy,d} / h_c$$

D, d, h_c, l_w sont respectivement le diamètre et la hauteur utile de la section, la longueur du mur et la hauteur du poteau.

10.5 Les types de structure, leurs coefficients de comportement et autres spécificités.

10.5.1. Types de structure en béton armé.

Il existe 3 types fondamentaux de structure de contreventement en béton armé :

- **les ossatures en portiques**, dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des barres. Les explications données en 9.5 pour les portiques acier valent pour les portiques en béton armé. Si les dispositions sont prises pour réaliser un mécanisme plastique global (poutres faibles – poteaux forts par exemple), leur coefficient de comportement q est compris entre 3,3 et 5,85. –Figure 10.10 a).
- **les voiles ou murs ductiles**, qui sont des éléments de structure généralement verticaux, de section transversale allongée, avec un rapport longueur / épaisseur l_w/b_w supérieur à 4. Fixés à la base de sorte que la rotation relative de la base par rapport au reste du système structural soit empêchée, ils sont dimensionnés et conçus dans le détail des armatures pour dissiper l'énergie dans une zone de rotule plastique de flexion juste au-dessus de leur base ; cette zone, dont la hauteur est de l'ordre de la largeur l_w du mur, ne peut pas présenter d'ouverture ou perforation large. Le coefficient de comportement q des ossatures contreventées par des voiles ou murs ductiles est compris entre 3,0 et 4,4. –Figure 10.10 b)
- **les murs de grandes dimensions faiblement armés**, qui ont une dimension horizontale l_w au moins égale au minimum à 4,0 m ou aux deux tiers de leur hauteur h_w . Ils développent une fissuration limitée et transforment en partie l'énergie sismique en énergie potentielle, par soulèvement temporaire des masses de la structure, et en énergie dissipée dans le sol, par rotation de corps rigide. En raison de leurs dimensions, du manque de fixité à la base ou de la connectivité avec des murs de grandes dimensions transversaux empêchant les rotules plastiques à la base, ils ne peuvent pas dissiper efficacement l'énergie dans une rotule plastique à la base. Leur classe de ductilité est au maximum la classe DCM et leur coefficient de comportement q est au maximum égal à celui des murs ductiles de classe DCM, soit 3,0. – Figure 10.10 c).

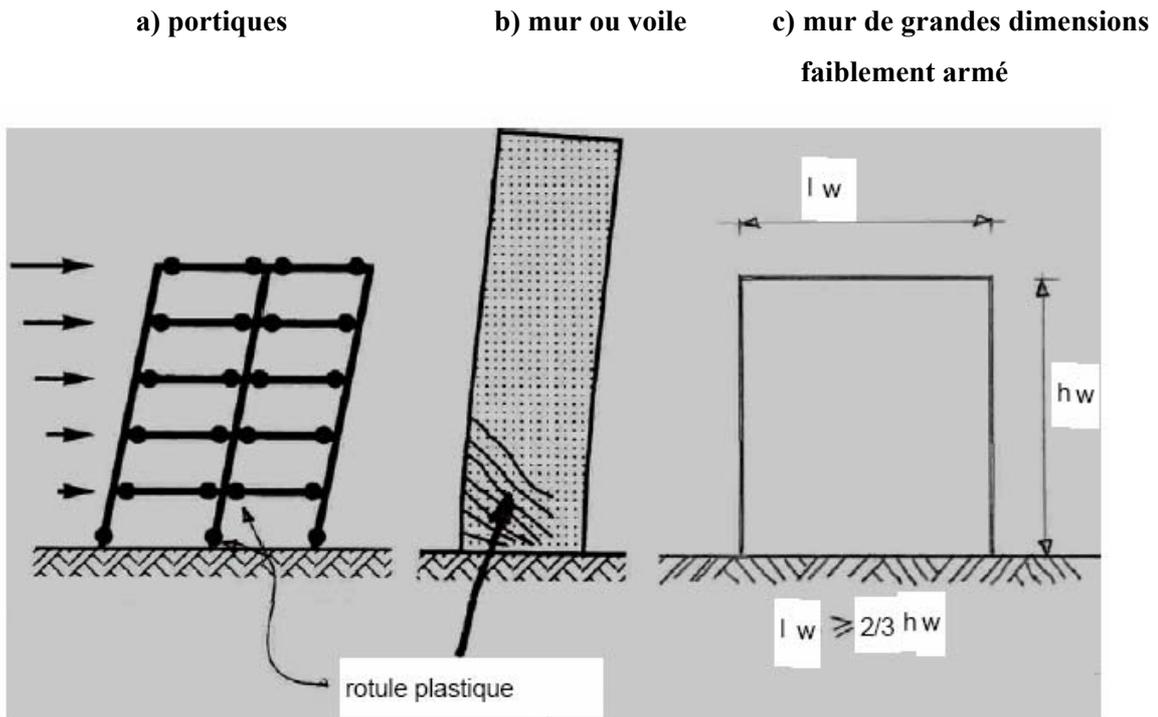


Figure 10.10. Les 3 types de structures parasismiques possibles en béton armé.

Dans les projets de bâtiments, on combine souvent ces 3 types de contreventement et on forme des types hybrides, de capacité dissipative diverse. Pour associer un facteur de comportement q à ces types hybrides, l'Eurocode 8 les catégorise comme suit:

- **murs couplés**, composition de murs liaisons de façon régulière par des poutres ou linteaux ductiles capables de réduire d'au moins 25 % la somme des moments de flexion en base des murs par rapport au cas où les murs travailleraient séparément. Figure 10.11.

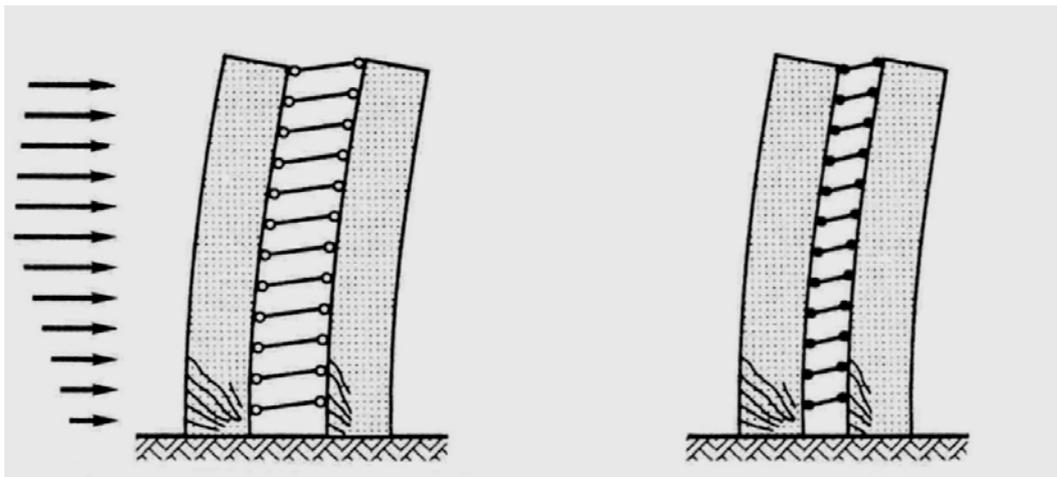


Figure 10.11. Murs non couplés (à gauche). Murs couplés (à droite).

- **systèmes de murs**, système dans lequel la résistance aux charges verticales et latérales est assurée principalement par des murs, couplés ou non, dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système.
- **système à ossature**, dans lequel la résistance aux charges verticales et aux charges latérales est assurée principalement par des ossatures en portique dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système.
- **système à contreventement mixte**, dans lequel le transfert des charges verticales est assuré principalement par une ossature en portique et le contreventement est assuré en partie par l'ossature et en partie par des murs, couplés ou non.

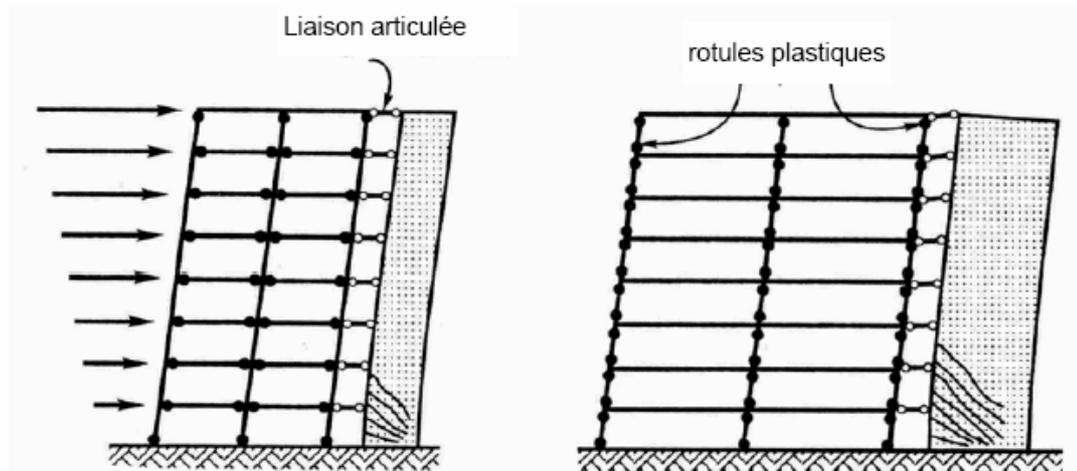


Figure 10.12. Système à contreventement mixte.

- **système à contreventement mixte équivalent à une ossature**, système à contreventement mixte dans lequel la résistance à l'effort tranchant à la base de l'ossature est supérieure à 50 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système.
- **système à contreventement mixte équivalent à des murs**, système à contreventement mixte dans lequel la résistance à l'effort tranchant des murs, à la base du bâtiment, est supérieure à 50 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système.
- **système à noyau**, système à contreventement mixte ou système de murs dont la rigidité à la torsion n'atteint pas une valeur minimale prescrite. C'est le cas des ossatures flexibles combinées avec des murs concentrés en plan à proximité du centre du bâtiment.
- **système en pendule inversé**, dans lequel 50 % ou plus de sa masse est située dans le tiers supérieur de la hauteur de la structure ou dans lequel l'essentiel de la dissipation de l'énergie a lieu à la base d'un élément unique du bâtiment. Les ossatures à un seul niveau, avec les têtes de poteaux liées dans les deux directions principales du bâtiment et où l'effort normal réduit des poteaux $v_d < 0,3$ n'appartiennent pas à cette catégorie.

Remarques :

- *pour simplifier la distinction entre les divers types de structures comportant à la fois des murs et des portiques, il est admis, dans l'Eurocode 8, de faire porter les critères relatifs aux pourcentages de **résistance** à l'effort tranchant sur les pourcentages d'effort tranchant **sollicitant** dans la situation sismique de calcul.*
- *si un système comporte des murs isolés et des murs couplés et que la plus grande part de la résistance des murs à l'effort tranchant est procurée par des murs couplés, on peut adopter le coefficient q d'un système de murs couplés.*
- *des murs qui contiennent de très nombreuses perforations ne présentent pas le comportement d'un mur ; on doit en tenir compte pour définir le type de système structural et son coefficient q et pour établir le modèle représentant la structure pour l'analyse.*
- *Pour qu'un système de murs de grandes dimensions en béton peu armé soit acceptable, il doit comporter dans la direction horizontale considérée au moins deux murs qui portent collectivement au moins 20 % de la charge gravitaire totale dans la situation sismique de calcul. La période fondamentale T_1 du système, dont la base est dans l'analyse supposée fixe vis-à-vis de la rotation, doit être $\leq 0,5$ s. Il est suffisant qu'un seul mur respecte ces conditions dans une direction, si on divise la valeur de base du coefficient de comportement q_0 dans cette direction par 1,5 et si deux murs au moins respectent ces conditions dans la direction orthogonale.*

10.5.2. Coefficient de comportement des structures en béton armé dans l'Eurocode 8.

Pour les structures en béton armé, la valeur supérieure du coefficient de comportement q est calculée comme suit pour chaque direction de calcul :

$$q = q_0 k_w \geq 1,5$$

q_0 est la valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de système structural et de la régularité en élévation. On donne au Tableau 10.3 les valeurs de q_0 associées au différents types de structures.

Tableau 10.3. Valeurs de base q_0 du coefficient de comportement

Type structural	Variantes du type structural	α_u/α_1	q_0 DCM	q_0 DCH
Système à ossature ou Système à contreventement mixte équivalent à une ossature	- bâtiments d'un étage ----->	1,1	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
	- une travée, plusieurs étages ----->	1,2		
	- bâtiment à plusieurs travées & plusieurs étages----->	1,3		
Système de murs couplés ou Système à contreventement mixte équivalent à des murs		1,2	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Système de murs non couplés	- avec uniquement deux murs non couplés par direction horizontale ->	1,0	3,0	4,0 α_u/α_1
	- autres systèmes de murs non couplés ----->	1,1		
Système de murs de grande dimension faiblement armé		1,0	3,0	Non
Système à noyau		1,0	2,0	3,0
Système en pendule inversé		1,0	1,5	2,0

k_w est un coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs.

k_w est égal à 1,0 pour les système de type ossature ou équivalent à des ossatures.

k_w est égal à $(1+\alpha_0)/3$, avec des limites pour les système à murs: $0,5 \leq k_w \leq 1$.

α_0 est le rapport de forme prédominant des murs du système structural, déterminé par :

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$$

h_{wi} et l_{wi} sont respectivement la hauteur et la longueur du mur i .

10.6. Critères de projet et principes de contre – mesures aux incertitudes communs à tous les types de structures en béton.

10.6.1. Introduction.

Ces critères et principes s'appliquent à la structure **primaire**.

Ils constituent l'esprit de règles détaillées d'application dont le volume est important : 50 pages dans l'Eurocode 8. Ce volume s'explique par le fait que les règles portent sur plusieurs types d'éléments (poutres et poteaux des portiques, murs ductiles, grands murs faiblement armés, constructions préfabriquées, poutres de couplages, présence de remplissages) et 3 classes de ductilité DCL, DCM et

DCH. On se reportera à l'Eurocode 8 pour connaître tout le détail des règles. On en mentionne seulement des aspects aux paragraphes 10.6 à 10.15., où on fournit aussi des Tableaux résumés.

10.6.2. Critères généraux conduisant à la ductilité globale.

Critère 1. Appliquer le dimensionnement capacitif pour créer les conditions de la formation de mécanismes locaux ductiles et de mécanismes globaux dissipatifs.

Les mécanismes de ruine locale indésirables au niveau des éléments structuraux (voir description complète en 10.3) tels que la ruine par effort tranchant, la rupture des nœuds poteaux - poutres, les ruptures fragiles d'ancrage, doivent être empêchés.

Les mécanismes de ruine indésirables de l'ensemble d'une structure, tels que la concentration de rotules plastiques dans les poteaux d'un seul niveau d'un bâtiment à plusieurs étages ou la plastification des fondations, doivent également être empêchés.

Ce résultat est obtenu en appliquant le **dimensionnement capacitif** défini en 3.6, dont on rappelle qu'il consiste à établir les sollicitations de calcul des zones à risque en tenant compte de la formation de rotules plastiques dans les zones dissipatives adjacentes et de la possible sur-résistance de ces dernières.

Ainsi, on tiendra compte des largeurs participantes de dalle collaborant avec des poutres, en particulier des armatures de dalles parallèles aux poutres et situées dans la largeur participante de membrure, pour le calcul de la résistance plastique en flexion des poutres prises en compte pour le calcul de ΣM_{Rb} dans la condition « poutre faibles – poteaux forts » conduisant au mécanisme global souhaité des ossatures en portique (voir condition définie en 7.8.5).

Critère 2. Créer les conditions de ductilité convenable des mécanismes locaux.

Pour assurer la ductilité globale requise d'une structure, les zones choisies pour former des rotules plastiques doivent posséder une **capacité de rotation plastique** adéquate. La valeur de cette capacité de rotation adéquate est associée à la valeur du coefficient de comportement q choisi par l'auteur de projet. Elle doit être d'autant plus grande qu'un coefficient de comportement q plus élevé est choisi. Dans les constructions en béton, le critère définissant une capacité de rotation plastique adéquate fixe la valeur à atteindre par le coefficient de ductilité en courbure $\mu_\phi = \chi_u / \chi_y$ des zones dissipatives.

Cette valeur requise de μ_ϕ doit être réalisée dans toutes les zones critiques **où il est envisagé de former des rotules plastiques**.

On a expliqué en 10.4 comment calculer μ_ϕ .

La valeur critère de la ductilité en courbure μ_ϕ à réaliser est donnée par:

$$\mu_\phi \geq 2q_0 - 1 \quad \text{pour } T_1 \geq T_C \qquad \mu_\phi \geq 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \quad \text{pour } T_1 < T_C$$

T_1 est la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion a lieu ; T_C est la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre.

Pour assurer au béton des zones de « rotules plastiques » sa résistance ainsi qu'une ductilité minimale, on doit disposer dans ces zones des **armatures de confinement** : ce sont des armatures transversales, en **cadres fermés avec des extrémités coudées à 135°** et ayant des retours de longueur $10 d_{bw}$. Figure 10.13. On doit placer ces armatures de confinement dans les zones de « rotules plastiques » ou dans les « zones critiques » de **tous les types d'éléments structuraux**, poutres, poteaux ou murs.

Outre les armatures de confinement, il existe d'autres impositions, plus spécifiques à des détails particuliers de conception, qu'on définit par ailleurs.

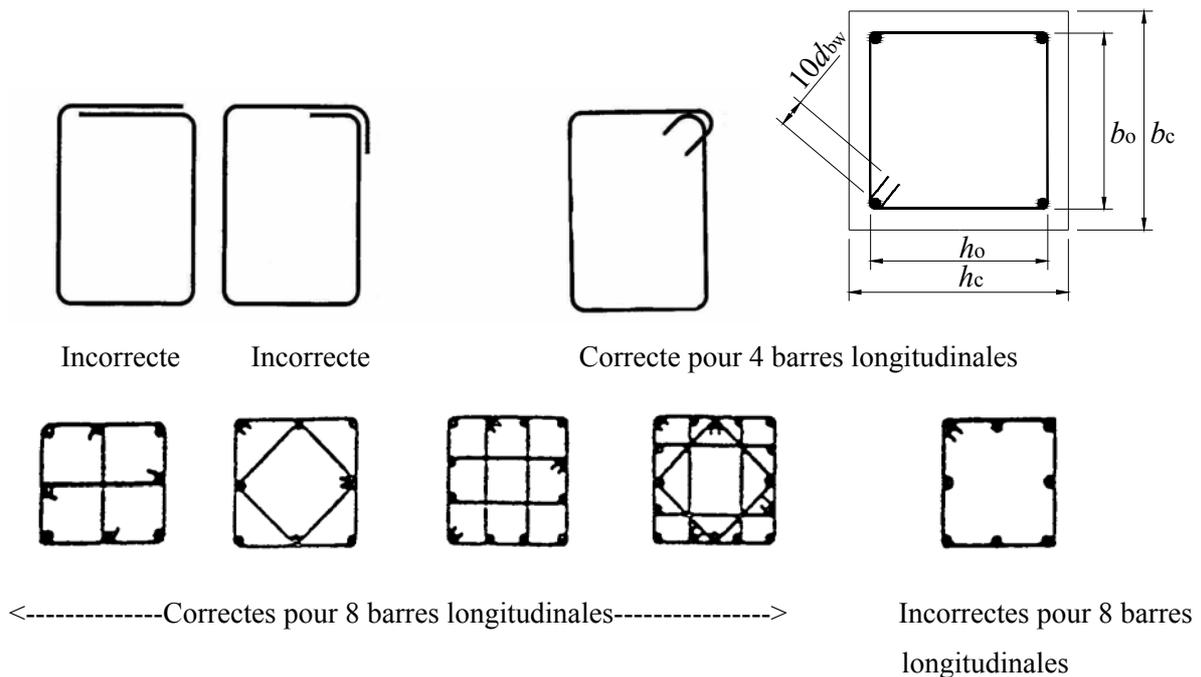


Figure 10.13. Armatures de confinement correctes et incorrectes.

10.6.3. Contre mesures aux incertitudes.

De nombreuses incertitudes affectent la connaissance de l'alea ou action sismique (voir 1.5.3).

Des incertitudes affectent aussi les résultats des analyses du comportement des structures au séisme puisqu'on les effectue à l'aide de modèles et méthodes forcément simplificatrices. L'effet négatif possible de ces incertitudes est plus important pour les structures en béton armé que, par exemple, pour les structures en acier, parce qu'il est possible en béton armé de moduler la résistance de chaque élément structural sur sa longueur : ainsi, on réalise normalement en béton armé des éléments dont la résistance au cisaillement et à la flexion varie sur la longueur des éléments dans le but de « suivre » les sollicitations ; ce n'est généralement pas le cas en charpente acier de bâtiment. Dans les constructions

en béton armé, les écarts inévitables entre les sollicitations réelles des structures et les sollicitations calculées de manière imparfaite peuvent conduire plus facilement à des effets indésirables.

D'autres incertitudes affectent la connaissance du comportement post-élastique cyclique des structures en béton.

Enfin, des incertitudes importantes concernant la résistance peuvent être dues à des écarts géométriques.

On réduit ces incertitudes ou leurs effets par des contre-mesures appropriées. Pour les incertitudes sur l'analyse et sur la résistance, elles sont :

- Des dimensions minimales des éléments de structure sont imposées afin de réduire la sensibilité à des écarts géométriques.

Exemple : largeur minimale de poteau DCM ou DCH : 1/10 de la hauteur d'étage

- Une limitation du rapport de la dimension minimale à la dimension maximale des éléments linéaires doit être respectée afin de réduire le risque d'instabilité latérale de ces éléments.

Exemple :

- Les déplacements entre étages sont limités, afin de limiter les effets P- Δ dans les poteaux.

Exemple : limite sur θ (voir 7.8.3)

- On prolonge sur toute la longueur des poutres une proportion importante des armatures supérieures de continuité prévues aux appuis, afin de contrer les incertitudes sur la position des points d'inflexion dans les poutres.
- On tient compte des inversions de moments non prévues par le calcul en prévoyant des armatures minimales en zone « comprimée ».

Pour les incertitudes sur la ductilité, les mesures sont :

- On réalise une ductilité locale minimale dans toute la structure primaire, indépendamment de la classe de ductilité adoptée dans les calculs.
- On assure une ductilité en courbure suffisante dans les zones où la possibilité de formation de rotules plastiques existe, même si elle n'est pas souhaitée au niveau du projet.
- Ainsi, on doit assurer une ductilité en courbure suffisante **dans les extrémités de tous les poteaux**, même si ces extrémités ne sont pas prévues comme zones dissipatives.
- Une section minimale d'armatures tendues est fixée, afin d'éviter les ruptures fragiles.
- La valeur de l'effort normal est limitée, afin de réduire les conséquences de l'éclatement des enrobages et d'éviter les incertitudes particulièrement importantes sur la ductilité disponible en cas d'effort normal élevé.

10.6.3. Choix de la classe de ductilité de la structure.

Les contraintes géométriques et de matériaux, le calcul des sollicitations des éléments structuraux et les dispositions constructives dépendent de la classe de ductilité choisie pour le projet.

Le choix de réaliser des éléments correspondant à une classe de ductilité plus élevée se traduit par des forces sismiques de calcul moindres et entraîne en général des quantités moindres de béton, mais des exigences accrues sur les détails technologiques, la densité de l'armature transversale, la qualité des matériaux, le suivi de chantier ; ce choix implique de s'écarter des habitudes et des dispositions classiques d'armature.

A l'auteur de projet de choisir, en fonction des circonstances techniques et économiques, sa solution pour un projet déterminé.

10.6.4. Vérifications de sécurité.

Pour les vérifications à l'état limite ultime, les coefficients partiels sur les caractéristiques des matériaux γ_c et γ_s doivent prendre en compte la possible dégradation de la résistance des matériaux, due aux déformations cycliques. On considère que γ_c et γ_s des situations de calcul permanentes et transitoires (les valeurs habituelles du calcul pour la reprise des actions gravitaires ou de service) atteignent cet objectif parce qu'ils sont approximativement égaux au rapport entre la résistance initiale et la résistance résiduelle, lorsque les dispositions concernant la ductilité locale sont respectées.

Note : c'est une approximation...

Pour rappel, on considère en général : $\gamma_c = 1,5$ $\gamma_s = 1,05$ (attention, variations nationales !).

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

10.7. Matériaux et contraintes géométriques.**10.7.1. Matériaux.**

On résume les impositions de l'Eurocode 8 au Tableau ci dessous.

Matériaux	DCH	DCM	DCL (Eurocode 2)
Classe de béton minimum (structure primaire)	C25/30	C16/20	
Acier longitudinal Zone critique des éléments primaires	Nervuré Classe C	Nervuré Classe B ou C Treillis soudés acceptés si propriétés conformes aux Classes B ou C	
Acier des étriers, épingles, treillis Zone critique des éléments primaires	Nervuré	Lisse ou nervuré Classe B ou C	

10.7.2. Contraintes géométriques.

Celles ci portent sur :

- l'excentricité maximale de l'axe des poutres par rapport à l'axe des poteaux, limitée à $b_c/4$,
 b_c est la dimension du poteau perpendiculaire à l'axe de la poutre.
- la largeur b_w d'une poutre sismique primaire requise pour bénéficier de l'effet favorable de la compression du poteau sur l'adhérence des barres horizontales passant à travers le nœud :
$$b_w \leq \min \{ b_c + h_w ; 2b_c \} \quad h_w \text{ est la hauteur de la poutre}$$
- la dimension minimum de la section transversale des poteaux sismiques primaires, supérieure à 1/10 de la plus grande distance entre le point d'inflexion et les extrémités du poteau, pour la flexion dans un plan parallèle à la dimension de poteau considérée (sauf si $\theta \leq 0,1$).
- l'épaisseur maximale b_{w0} de l'âme des murs ductiles ou de grandes dimensions peu armés:
$$b_{w0} \geq \max \{ 0,15m, h_s/20 \} \quad h_s \text{ est la hauteur libre d'étage, en mètres.}$$

10.8. Ossatures en portique.

10.8.1. Critère de projet.

Comme vu en 6.12, les ossatures en portique doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non dans les poteaux, sauf aux pieds des poteaux à la base de l'ossature, en partie supérieure des poteaux sous plancher supérieur (toiture) des bâtiments multi-étagés et dans les bâtiments à un seul étage.

L'acceptation des rotules plastiques dans les poteaux à la base de l'ossature correspond au fait qu'elles sont inévitables dans le mécanisme global souhaité (voir Figure 9.12). Des rotules plastiques peuvent être formées dans les poteaux sous le plancher supérieur des bâtiments parce qu'à cet endroit elles ne correspondent pas à un mécanisme de ruine partielle « d'étage », voir Figure 7. 2.



Figure 10.14. Effet de la formation de rotules plastiques dans les poteaux (Boumerdes, Algérie, 2003 - Kocaeli, Turquie, 1999)

L'objectif d'un mécanisme global de type « poutres faibles-poteaux forts » est atteint si :

- la condition $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$ expliquée en 7.8.3 est respectée . Pour le calcul de $\sum M_{Rb}$, on tient compte des largeurs participantes de dalle collaborant avec des poutres, en particulier des armatures de dalles parallèles aux poutres et situées dans la largeur participante de membrure.
- les conditions définies aux paragraphes 10.8.2 à 10.8.5 sont respectées.

Le principe « poteaux forts – poutres faibles » ne s'applique pas toujours, car il existe des circonstances où la formation de rotules plastiques dans les poteaux ne provoque pas la formation d'un mécanisme de ruine partielle. C'est le cas :

- au niveau supérieur des portiques multi – étagés
- lorsqu'il existe une structure principale qui assure la stabilité globale et force la formation de rotules plastiques à plusieurs niveaux dans les poteaux, voir Figure 10.13.

Les vérifications de résistance des poutres et poteaux sont alors différentes. Ce cas est traité en 10.8.4.

10.8. 2. Vérifications des poutres.

Résistance des poutres à la flexion dans un dimensionnement “poutres faibles - poteaux forts”.

On forme les rotules plastiques aux extrémités i des poutres primaires. Leurs sections de béton et d'armature doivent être suffisantes pour reprendre le moment de flexion M_{Ed} calculé dans l'analyse :

$$M_{Rb} = M_{pl, Rd} \geq M_{Ed}$$

Cette vérification doit être effectuée pour chaque sens (positif ou négatif) de l'action sismique, ce qui définit les armatures longitudinales inférieures et supérieures nécessaires.

Résistance des poutres à l'effort tranchant

dans un dimensionnement “poutres faibles - poteaux forts”.

[rotules plastiques dans les poutres].

Les efforts tranchants de calcul sont déterminés par le dimensionnement en capacité, en se basant sur l'équilibre de la poutre sous l'effet de :

(a) la charge transversale $V_{g+\psi 2q}$ agissant sur elle dans la situation sismique de calcul

(b) les moments d'extrémité $M_{Rb,i}$ ($i = 1, 2$ désignant les sections d'extrémité de la poutre), moments résistants des rotules plastiques pour chaque sens (positif ou négatif) de l'action sismique. On calcule la valeur maximale $V_{Ed,max,i}$ et la valeur minimale $V_{Ed,min,i}$, de l'effort tranchant à chaque extrémité i de la poutre ; ces valeurs sont basées sur les moments résistants d'extrémité positif maximal et négatif maximal $M_{Rb,i}$ aux extrémités 1 et 2 de la poutre. Le dimensionnement en cisaillement est capacitif par rapport à la résistance des rotules plastique. On amplifie éventuellement les $M_{Rb,i}$ par un facteur de surdimensionnement γ_{Rd} qui tient aussi compte de la sur-résistance possible due à l'écroutissement de l'acier : $M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i}$ (note : en DCM, on peut prendre $\gamma_{Rd} = 1,0$).

Au total, on effectue donc les vérifications d'effort tranchant sous la sollicitation de calcul :

$$V_{d,i} = \frac{\gamma_{Rd} \sum M_{Rb,i}}{l_c} \pm V_{o,g+\psi 2q}$$

La résistance au cisaillement est définie dans l'Eurocode 2:

$$V_{Rd} = 0.9 b_w d \rho_w f_{yw} \cot \theta \quad \text{avec } 22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad V_{cd} = 0$$

Résistance des poutres à la flexion dans un dimensionnement “poutres fortes - poteaux faibles”.

On forme les rotules plastiques aux extrémités i des poteaux primaires. Les poutres doivent reprendre élastiquement un moment de flexion $M_{i,d}$ correspondant à la présence de rotules plastiques de moment plastique $M_{Rc,i}$ dans le poteau, amplifié par un facteur de surdimensionnement γ_{Rd} , coefficient tenant compte de la sur-résistance possible due à l'écroutissement de l'acier et au confinement du béton dans la zone de compression de la section :

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \sum M_{Rc} / \sum M_{Rb}$$

Résistance des poutres à l'effort tranchant dans un dimensionnement "poutres fortes - poteaux faibles" [rotules plastiques dans le poteau].

Le paragraphe précédent relatif à l'effort tranchant s'applique, avec cette fois :

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb} \quad (\text{note: } \gamma_{Rd,\min} = 1,1).$$

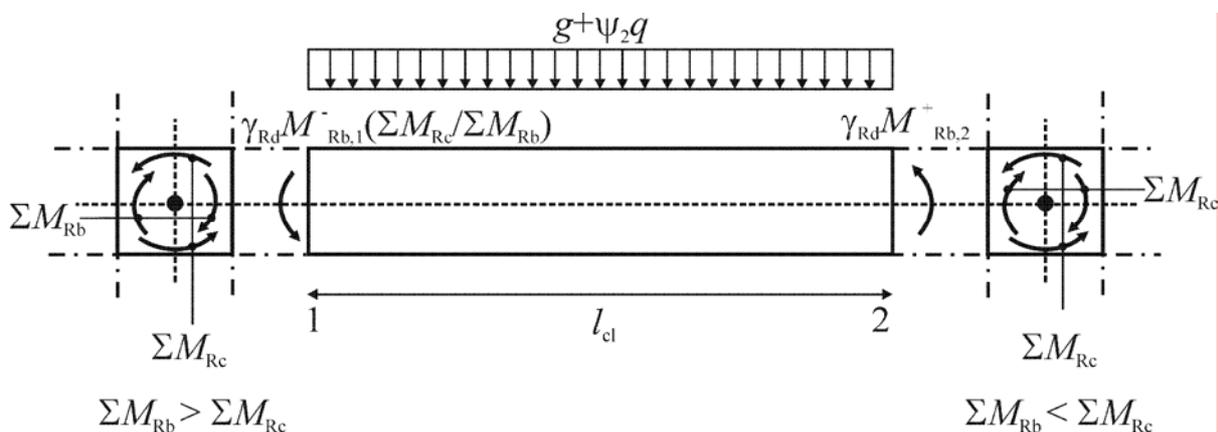


Figure 10.15. Moments $M_{i,d}$ sollicitant la poutre :

- en section 1 : cas poutre forte – poteau faible
- en section 2 : cas poutre faible – poteau fort

10.8.3. Dispositions constructives dans les poutres.

Poutre avec dalle collaborante.

Les armatures supérieures des sections d'extrémité des poutres sismiques primaires en forme de T ou de L sont placées principalement dans l'épaisseur de l'âme. La partie placée à l'extérieur de l'âme, doit se trouver dans la largeur participante b_{eff} de dalle. b_{eff} est donné au Tableau ci-dessous et à la Figure 10.16 en fonction des liaisons de la poutre.

Liaisons	b_{eff}
Connection à un poteau de rive Absence de poutre transversale	$b_{\text{eff}} = b_c$ du poteau b_c largeur du poteau
Connection à un poteau de rive Présence d'une poutre transversale	$b_{\text{eff}} = b_c + 2h_f$ h_f épaisseur de la dalle
Connection à un poteau intermédiaire Absence de poutre transversale	$b_{\text{eff}} = b_c + 2h_f$
Connection à un poteau intermédiaire Présence de poutre transversale	$b_{\text{eff}} = b_c + 4h_f$

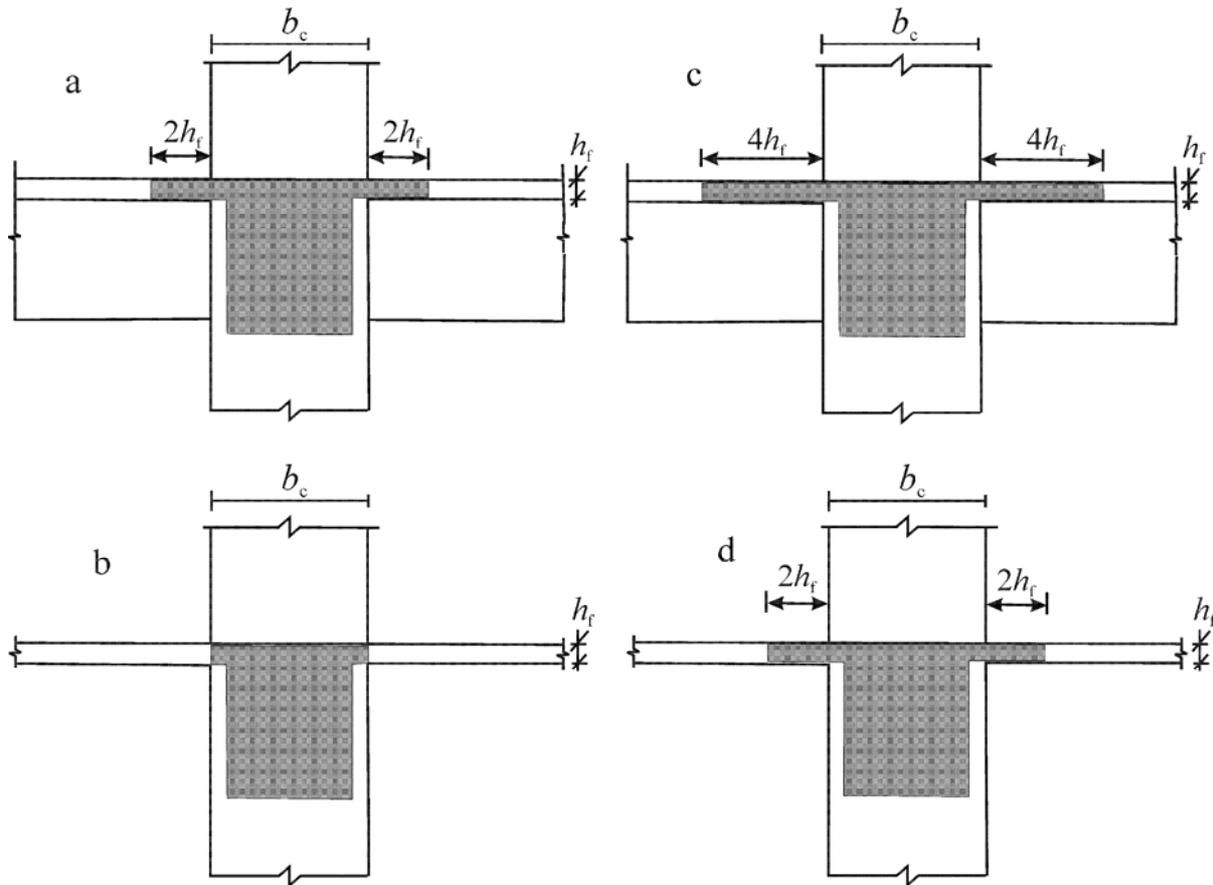


Figure 10.16. Largeurs participantes.

Longueur de la zone critique (ou dissipative) de poutre.

Zone de connection poutre – poteau et toute zone potentiellement dissipative : $l_{cr} = h_w$

h_w est la hauteur de la poutre

Zone de poutre sismique primaire supportant des éléments verticaux discontinus (interrompus) :

$l_{cr} = 2h_w$ de chaque côté de l'élément vertical supporté

Dispositions pour la capacité de rotation plastique dans les zones dissipatives de poutres.

Le coefficient de ductilité en courbure μ_ϕ doit satisfaire dans les zones critiques des poutres sismiques primaires la condition donnée en 10.6.2 (critère 2). Cet objectif est atteint si :

- dans la zone comprimée, des armatures longitudinales 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.
- Le pourcentage d'armatures dans la zone tendue ρ ne dépasse pas la valeur ρ_{max} égale à :

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

ρ : pourcentage d'armatures de la zone tendue = A_s/bd

ρ' : pourcentage d'armatures de la zone comprimée = A_s'/bd

b : largeur de la membrure comprimée de la poutre.

Si la zone tendue comprend une dalle, la quantité d'armatures de dalle parallèles à la poutre dans la largeur effective est incluse dans ρ .

Tout le long d'une poutre sismique primaire, le pourcentage ρ d'armatures de la zone tendue ne doit être nulle part inférieur à la valeur minimale suivante $\rho_{\min k}$

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

Dans les zones critiques des poutres sismiques primaires, des armatures de confinement remplissant les conditions suivantes doivent être prévues :

- diamètre d_{bw} (mm) ≥ 6 .
- espacement s (mm) : $s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\}$

d_{bL} : diamètre minimal (mm) des barres longitudinales h_w : hauteur de la poutre (mm).

- première armature de confinement à moins de 50 mm de la section d'extrémité de la poutre (Figure 10.17).

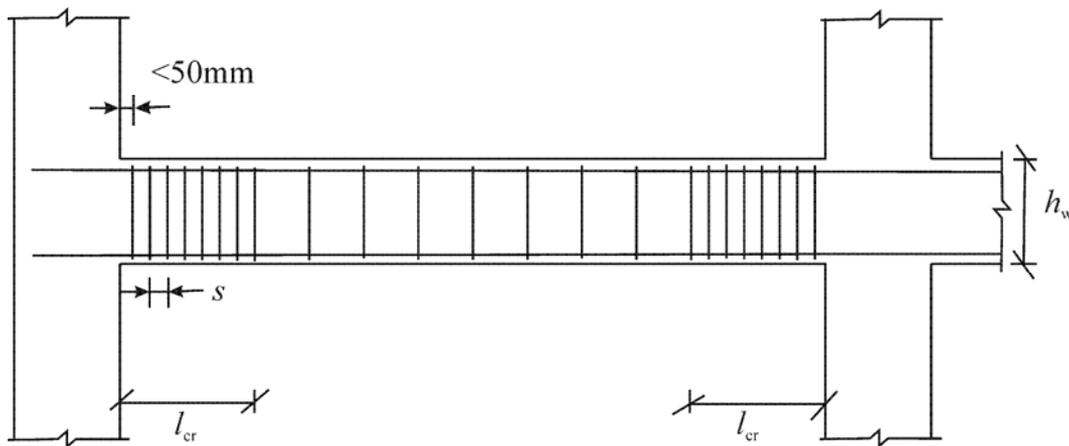


Figure 10.17. Disposition des armatures transversales de poutre.

10.8. 4. Vérifications des poteaux.

Résistance du poteau à la flexion dans un dimensionnement “poutres faibles - poteaux forts”.

[rotules plastiques dans les poutres]

Les moments sollicitants de calcul $M_{i,d}$ aux extrémité des poteaux sont déterminés par dimensionnement en capacité en se basant sur l'équilibre des nœuds poutre poteau et en considérant que des rotules plastiques sont formées aux extrémités des poutres liées aux nœuds :

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}$$

$M_{Rc,i}$ 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.

Les moments résistants $M_{Rc,i}$ du poteau et ΣM_{Rc} sont calculés en considérant l'interaction avec l'effort normal dans la situation sismique de calcul pour le sens considéré de l'action sismique.

γ_{Rd} est le coefficient de surdimensionnement utilisé en dimensionnement capacitif pour tenir compte de la sur-résistance possible de la rotule plastique due à l'écroutissage de l'acier et au confinement du béton dans la zone de compression de la section :

$$\gamma_{Rd} = 1,1 \text{ (DCM)} \quad \gamma_{Rd} = 1,3 \text{ (DCH)}$$

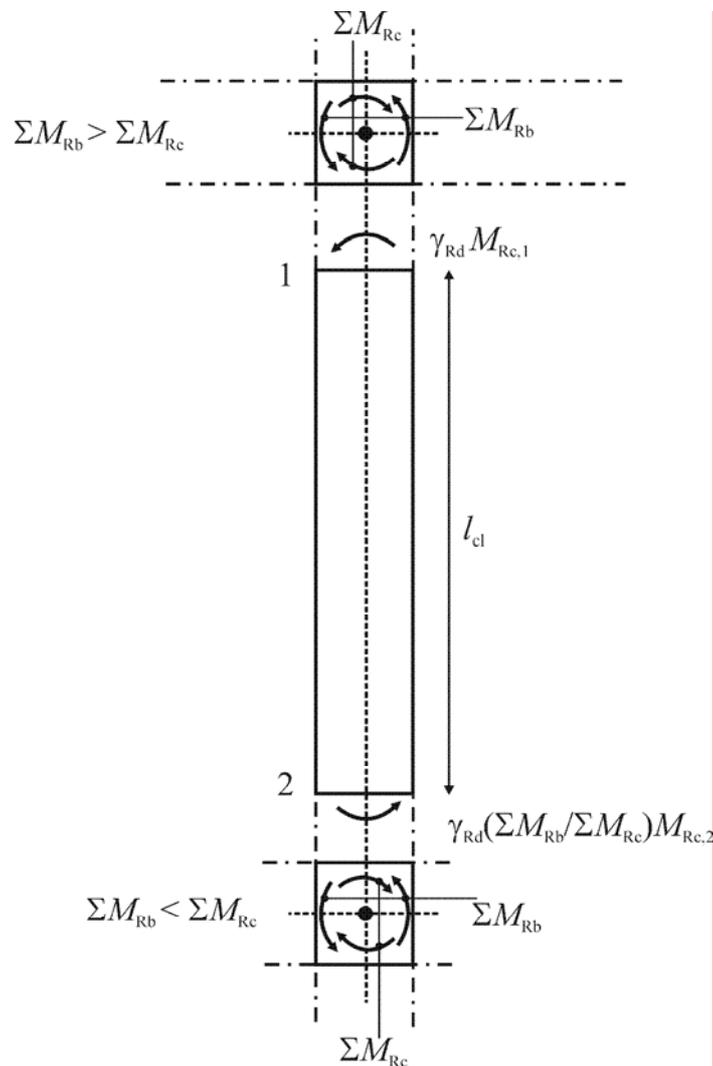


Figure 10.18. Moments $M_{i,d}$ sollicitant le poteau :

- Section 1 : cas poutre forte – poteau faible
- Section 2 : cas poutre faible – poteau fort

Résistance du poteau à l'effort tranchant dans un dimensionnement "poutres faibles - poteaux forts". [rotules plastiques dans les poutres].

Les efforts tranchants de calcul sont déterminés en se basant sur l'équilibre du poteau sous l'effet des moments d'extrémité $M_{i,d}$ définis au point précédent, avec $i = 1, 2$ où les i désignent les sections d'extrémité du poteau.

La résistance au cisaillement est définie dans l'Eurocode 2:

$$V_{Rd} = 0.9 b_w d \rho_w f_{yw} \cot \theta \quad \text{avec } 22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad V_{cd} = 0$$

Résistance du poteau à la flexion dans un dimensionnement "poutres fortes - poteaux faibles".

On forme les rotules plastiques aux extrémités i des poteaux primaires. Leurs sections de béton et d'armature doivent être suffisantes pour reprendre le moment de flexion M_{Ed} calculé dans l'analyse :

$$M_{Rb} = M_{pl, Rd} \geq M_{Ed}$$

$M_{pl, Rd}$ doit être établi en tenant compte de l'interaction de la flexion avec l'effort normal.

Les moments sollicitants de calcul $M_{i,d}$ aux extrémités des poteaux sont les $M_{pl, Rd}$.

Résistance du poteau à l'effort tranchant dans un dimensionnement "poutres fortes - poteaux faibles". [rotules plastiques dans les poteaux].

Les efforts tranchants de calcul sont déterminés en se basant sur l'équilibre du poteau sous l'effet des moments d'extrémité $\gamma_{Rd} M_{i,d}$. Les $M_{i,d}$ ont été définis au point précédent, avec $i = 1, 2$ où les i désignent les sections d'extrémité du poteau. γ_{Rd} est le coefficient de surdimensionnement utilisé en dimensionnement capacitif pour tenir compte de la sur-résistance possible de la rotule plastique due à l'écroutissage de l'acier et au confinement du béton dans la zone de compression de la section :

$$\gamma_{Rd} = 1,1 \text{ (DCM)} \quad \gamma_{Rd} = 1,3 \text{ (DCH)}$$

Dispositions constructives pour la ductilité locale des poteaux sismiques primaires.

Le pourcentage total des armatures longitudinales ρ_l doit respecter : $0,01 < \rho_l \leq 0,04$.

Dans les sections transversales symétriques, on impose la symétrie des armatures : $\rho = \rho'$

Dans les nœuds poteau – poutre, au moins une armature intermédiaire doit être prévue entre les armatures d'angle le long de chaque face du poteau, pour assurer l'intégrité du nœud (voir 10.8.5).

Les zones s'étendant sur une distance l_{cr} à partir des deux sections d'extrémité d'un poteau de la structure sismique primaire doivent être considérées comme des zones critiques et comporter une armature transversale adéquate assurant le confinement du béton.

L'Eurocode 8 fixe l_{cr} à : $l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45\}$ (m)

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 primaire doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

Dans la zone où il est prévu de former des rotules plastique, en particulier à la base des poteaux de la structure sismique primaire, il convient de réaliser un coefficient de ductilité en courbure μ_ϕ au moins égal à la valeur critère (voir 10.6.2). Ceci peut conduire à devoir réaliser un confinement, afin de bénéficier d'une déformation du béton à la ruine supérieure à $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$. On définit le confinement

nécessaire en utilisant la relation : $\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$

ω_{wd} est le rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans les zones critiques

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

μ_ϕ est la valeur requise du coefficient de ductilité en courbure ; ν_d effort normal réduit de calcul ($\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$) ; $\varepsilon_{sy,d}$ valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite d'élasticité ; h_c hauteur brute de la section transversale (parallèle à la direction horizontale dans laquelle la valeur de μ_ϕ s'applique) ; h_o hauteur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ; b_c largeur brute de la section transversale ; b_o largeur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ; α est le coefficient d'efficacité du confinement, égal à $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$,

Pour les sections transversales rectangulaires: $\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o$ $\alpha_s = (1 - s / 2b_o)(1 - s / 2h_o)$

n nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ; b_i distance entre des barres maintenues consécutives (voir Figure 10.19, également pour b_o, h_o, s).

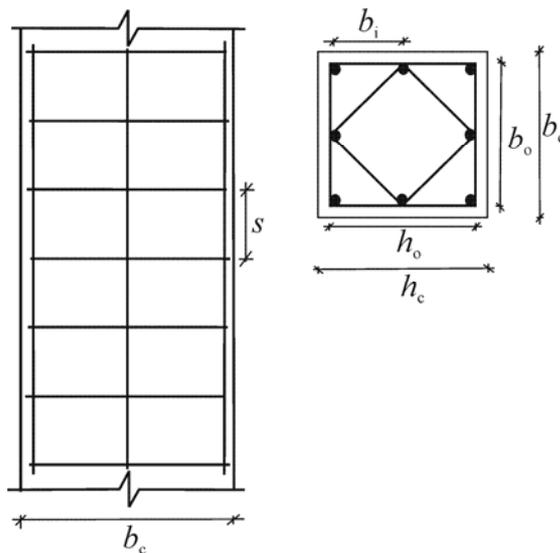


Figure 10.19. Armature de confinement.

Pour les sections transversales circulaires avec armatures de confinement et noyau confiné de diamètre D_o (par rapport à l'axe des armatures de confinement) : $\alpha_n = 1$ $\alpha_s = (1 - s/2D_o)^2$

Pour les sections transversales circulaires avec armature hélicoïdale : $\alpha_n = 1$ $\alpha_s = (1 - s/2D_o)$

Dans la zone critique à la base des poteaux sismiques primaires, on a obligatoirement: $\omega_{vd} \geq 0,08$

Dans les zones critiques des poteaux sismiques primaires, des armatures de confinement et des épingles d'au moins 6 mm de diamètre doivent être prévues avec un espacement s assez réduit pour assurer la ductilité et empêcher le flambement local des barres longitudinales. La forme des armatures de confinement doit être choisie de telle sorte qu'elles produisent dans la section du poteau un état de contraintes tri-axiales. $s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\}$ (mm)

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 maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement : 200 mm

Les armatures transversales dans la zone critique à la base des poteaux sismiques primaires peuvent être déterminées comme spécifié dans l'Eurocode 2, si : $v_d \leq 0,2$ et $q \leq 2,0$.

10.8.5. Nœuds poteau - poutre.

Les nœuds entre poutres et colonnes sont des zones d'une structure où il convient d'éviter tout endommagement, pour les raisons suivantes :

- Si les nœuds sont endommagés, la quantité d'énergie qui peut être dissipée par l'ossature devient extrêmement réduite et on se trouve rapidement en condition d'écroulement de la structure.
- Une intervention après séisme pour réparer des nœuds endommagés présente beaucoup de difficultés.

Or les nœuds entre poutres et colonnes sont des zones très sollicitées en cisaillement sous séisme. Au cisaillement V_C du poteau défini par l'analyse globale de la structure s'ajoute des efforts tranchants locaux correspondant au transfert des moments de poutres au nœud. Ces efforts tranchants horizontaux agissant autour du noyau d'un nœud connectant des poutres et des poteaux primaires sismiques doivent être déterminés en prenant en compte les conditions les plus défavorables dues au chargement sismique, c'est-à-dire les conditions de dimensionnement en capacité pour les poutres connectées au nœud. On a donc comme efforts tranchants :

- une force de traction plastique $A_{s1} f_{yd}$ de l'armature supérieure A_{s1} d'un côté du nœud
- une force de traction plastique $A_{s2} f_{yd}$ de l'armature inférieure A_{s2} de l'autre côté du nœud.

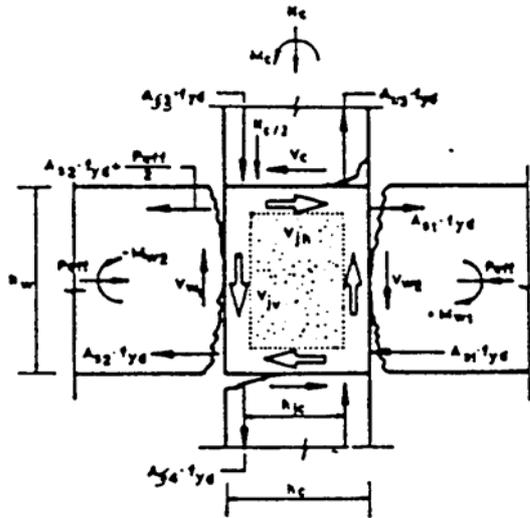


Figure 10.20. Sollicitation de cisaillement du nœud poteau-poutre.

L'effort tranchant horizontal agissant sur le noyau de béton des nœuds peut donc être évalué comme suit pour les nœuds poteau-poutre intermédiaires :

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C$$

Pour les nœuds poteau-poutre de rive :

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C$$

V_C est l'effort tranchant du poteau, issu de l'analyse dans la situation sismique de calcul. γ_{Rd} est le coefficient prenant en compte la sur-résistance due à l'écrouissage de l'acier, qu'il convient de ne pas prendre inférieur à 1,2. Les efforts tranchants agissant sur les nœuds doivent correspondre à la direction la plus défavorable de l'action sismique influençant les valeurs A_{s1} , A_{s2} et V_C .

Les armatures du nœud doivent présenter une importance et une forme appropriées pour assurer un transfert du cisaillement dans les conditions sismiques considérées : il s'agit de cadres horizontaux fermés dont les crochets doivent être recourbés à 135° pour que l'armature de confinement ne s'ouvre pas.

Dans l'Eurocode 8, la définition des armatures au nœud est différente selon la classe de ductilité visée :

- en projet DCL, on se limite aux vérifications de l'Eurocode 2.
- en projet DCM, on réalise une armature adéquate par le respect de règles spécifiques qui ont été calibrées pour placer en sécurité (voir ci-dessous).
- en projet DCH à haute ductilité, on doit effectuer un calcul explicite de la résistance du nœud et de l'armature dans un mécanisme bielle tirant.



Figure 10.21. Etat Limite Ultime d'un nœud correctement armé dans une situation « poutre forte-poteau faible ».

En projet DCM, les règles à respecter sont les suivantes.

Les armatures de confinement horizontales des nœuds des poutres sismiques primaires avec les poteaux sont les mêmes que celles des zones critiques des poteaux : .

Toutefois, si 4 poutres aboutissent au nœud, elles réalisent de fait un confinement du nœud et la densité d'armature de confinement peut être réduite. Si la largeur des poutres correspond à au moins les trois quarts de la dimension parallèle de la section transversale du poteau, l'espacement des armatures de confinement horizontales dans le nœud peut être doublé par rapport à la valeur en cours dans le poteau, sans toutefois dépasser 150 mm.

Au moins une barre verticale intermédiaire entre les armatures d'angle du poteau doit être prévue de chaque côté des nœuds connectant poteaux et poutres sismiques primaires.



Figure 10.22. Absence d'armature transversale au nœud. Effondrement dû à cette absence au nœud et dans la zone critique du poteau.



Figure 10.23. Effondrement dû à l'absence d'armature transversale au nœud.

10.8.6. Vérification explicite de la résistance d'un nœud poteau - poutre.

Dans l'Eurocode 8, une vérification explicite de la résistance du nœud est demandée en projet d'ossature à haute ductilité DCH.

Le transfert des forces de cisaillement à travers le cœur du nœud implique un mécanisme de bielles diagonales comprimées et d'armatures tendues. La compression des bielles est équilibrée en partie par les armatures longitudinales des poutres et poteaux. Des armatures au cœur du nœud sont aussi nécessaires pour empêcher l'ouverture de fissures parallèles à ces bielles, car sous l'alternance du mouvement sismique, un ensemble de fissures entrecroisées se formerait, qui conduirait à la désagrégation du nœud.

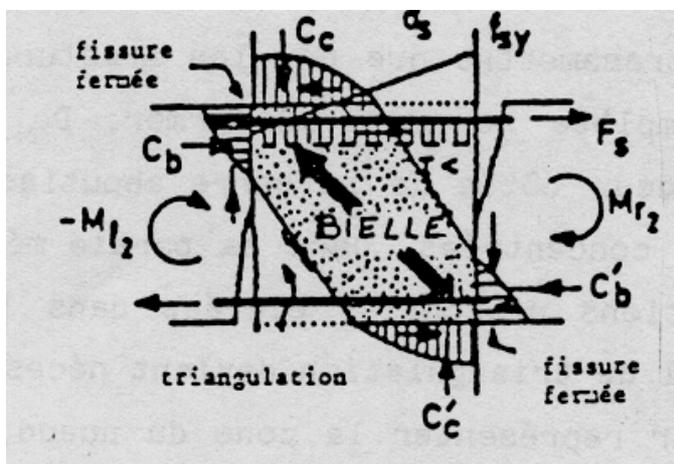


Figure 10.24. Bielle de compression développée au nœud poutre poteau.

Il n'y a pas de théorie unique uniformément admise pour la compréhension du mécanisme du nœud. Les conditions de l'Eurocode 8 servant à vérifier que la résistance du nœud est convenable sont les suivantes.

On vérifie que la compression diagonale induite dans le nœud par le mécanisme de bielle ne dépasse pas la résistance du béton à la compression en présence d'une déformation de traction transversale à l'aide des relations suivantes.

Pour les nœuds poteau-poutre intermédiaires:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta} b_j h_{jc}}$$

$\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250)$; b_j est la largeur effective du nœud (voir ci-dessous) ; h_{jc} est la distance entre les lits extrêmes des armatures du poteau ; v_d est l'effort normal réduit dans la partie du poteau située au-dessus du nœud ; f_{ck} est exprimé en MPa.

Pour les nœuds poteau-poutre de rive, il convient que V_{jhd} soit pris égal au plus à 80 % de la valeur donnée au second membre de l'expression ci dessus où :

$$V_{jhd} \text{ vaut, pour les nœuds poteau-poutre intermédiaires : } V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C$$

$$V_{jhd} \text{ vaut, pour les nœuds poteau-poutre de rive : } V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C$$

La largeur effective du nœud b_j est :

$$a) \text{ si } b_c > b_w: b_j = \min \{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\}$$

$$b) \text{ si } b_c < b_w: b_j = \min \{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\}$$

Un confinement adéquat (horizontal comme vertical) du nœud, doit être mis en place afin de limiter l'effort de traction diagonal maximal du béton $\max \sigma_{ct}$ à f_{std} . Cette exigence peut être satisfaite en fournissant des armatures de confinement horizontales d'un diamètre non inférieur à 6 mm dans le nœud, telles que :

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd}$$

avec :

A_{sh} est l'aire totale des armatures de confinement horizontales ; V_{jhd} et b_j comme défini plus haut ; h_{jw} est la distance entre les armatures supérieures et inférieures de la poutre ; h_{jc} est la distance entre les lits extrêmes des armatures du poteau ; v_d est effort normal réduit de la partie du poteau située au-dessus du nœud ($v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$) ; f_{ctd} est la valeur de calcul de la résistance à la traction du béton.

Comme variante à la règle ci-dessus, on peut assurer l'intégrité du nœud après fissuration diagonale par l'armature de confinement horizontale, l'aire totale dans le nœud doit respecter:

$$a) \quad \text{dans les nœuds intermédiaires : } A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8 v_d)$$

$$b) \quad \text{dans les nœuds de rive : } A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8 v_d)$$

γ_{Rd} est égal à 1,2 et l'effort normal réduit v_d renvoie à la partie du poteau située au-dessus du nœud dans l'expression ou à la partie située en dessous du nœud dans l'expression.

Les armatures de confinement horizontales calculées doivent être uniformément réparties dans la hauteur h_{jw} entre les armatures supérieure et inférieure de la poutre. Dans les nœuds de rive, il convient qu'elles recouvrent les extrémités des barres des poutres courbées vers l'intérieur du nœud.

Il convient de prévoir des armatures verticales du poteau traversant le nœud, telles que :

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw})$$

où A_{sh} est l'aire totale requise des armatures de confinement horizontales et $A_{sv,i}$ désigne l'aire totale des barres intermédiaires placées sur les faces concernées du poteau entre les armatures d'angle du poteau (y compris les barres contribuant à l'armature longitudinale des poteaux).

10.9. Murs ductiles.

10.9.1. Détermination des sollicitations de calcul.

Un mur fonctionne comme une console verticale encastrée en base – Figure 10.25. Le mécanisme plastique souhaité est une rotule plastique flexionnelle en base du mur.

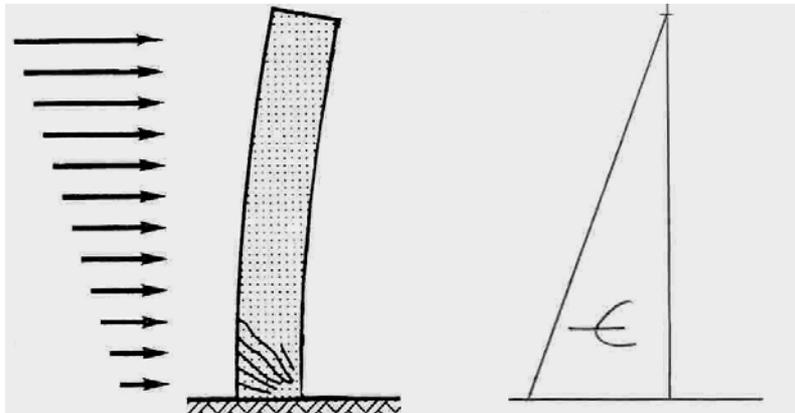


Figure 10.25. Mur ductile et rotule plastique en base.

Le diagramme des moments de flexion sollicitant correspondant au 1^{er} mode de vibration est facile à établir, mais il ne représente pas bien les sollicitations réelles. Les incertitudes de l'analyse et des effets dynamiques post-élastiques doivent être prises en compte, au moins à l'aide d'une méthode simplifiée.

Dans l'Eurocode 8, les règles suivantes, qui permettent de déterminer les enveloppes de calcul pour les moments fléchissants, ainsi que les coefficients d'amplification pour les efforts tranchants, rencontrent cette préoccupation .

Redistribution entre murs des sollicitations calculées par l'analyse élastique.

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

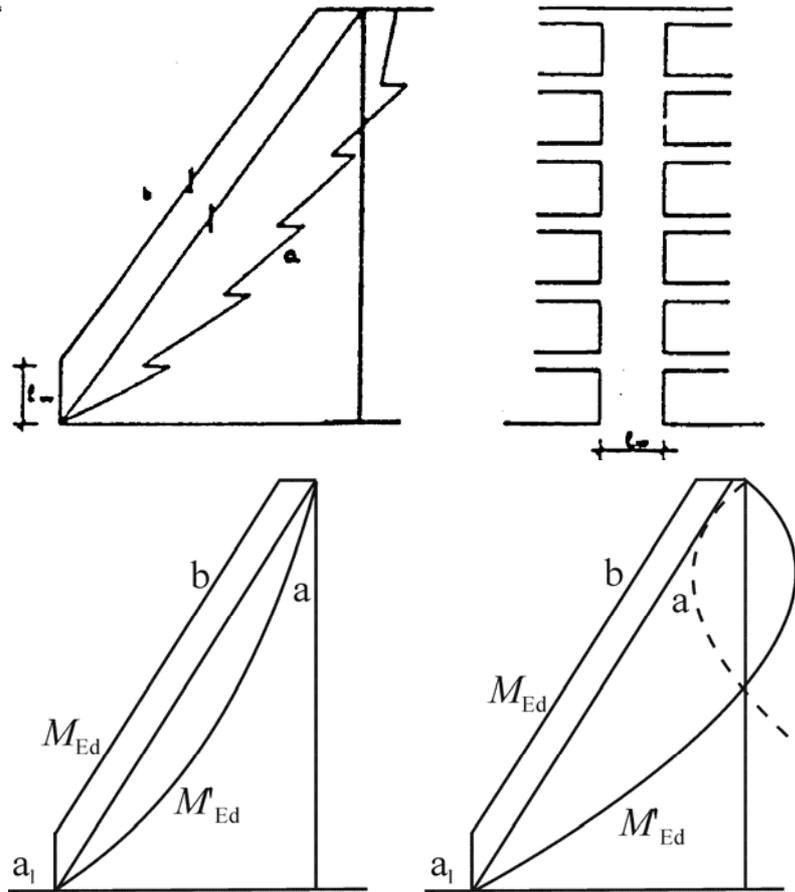
individuellement, le rapport entre moment fléchissant et effort tranchant ne soit pas sensiblement affecté.

Dans les murs soumis à d'importantes fluctuations d'effort normal, comme par exemple dans les murs couplés, il convient que les moments et les efforts tranchants soient redistribués du ou des murs peu comprimés (ou tendus), vers les murs qui sont très comprimés.

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, qui est la résultante des efforts tranchants dans les linteaux, ne soit pas affecté.

Moments de flexion sollicitants.

Les incertitudes concernant la distribution des moments sur la hauteur des murs sismiques primaires élancés (rapport hauteur sur longueur $h_w/l_w > 2,0$) sont prises en compte de la façon suivante, applicable quel que soit le type d'analyse utilisé : 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 et déplacé verticalement (déplacement de la traction). L'enveloppe peut être supposée linéaire si la structure ne montre pas des discontinuités significatives de masse, de rigidité ou de résistance sur sa hauteur (voir Figure 10.26). Il convient que ce déplacement de la traction soit cohérent avec l'inclinaison des bielles considérées dans la vérification de l'effort tranchant à l'état limite ultime, avec une forme en éventail possible des bielles à proximité de la base, les planchers agissant alors comme des tirants. On suggère $a_1 = l_w$.



Légende : a : diagramme des moments obtenus par l'analyse b : enveloppe de calcul
 a₁ : déplacement de la traction

Figure 10.26. Enveloppe de calcul pour les moments fléchissants dans les murs élancés.

A gauche : systèmes de murs. A droite : systèmes à contreventement mixte.

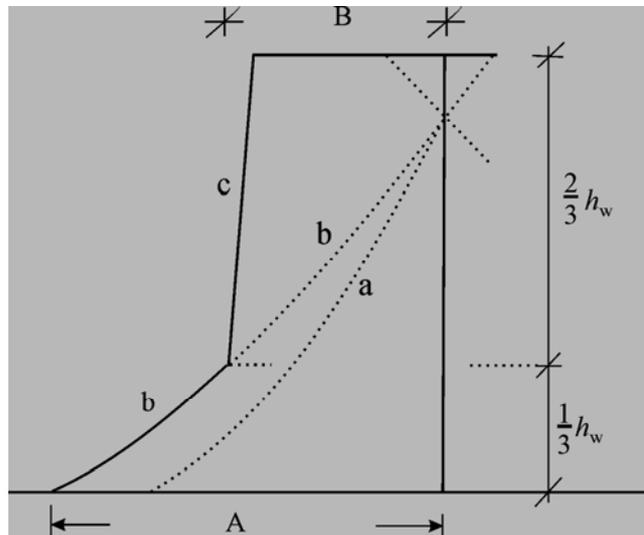
Effort tranchant sollicitant les murs.

Pour évaluer l'effort tranchant de calcul, on applique le dimensionnement capacitatif, en se référant à la valeur réelle M_{Rd} de la résistance de la rotule plastique en base du mur qui a été choisie comme mécanisme dissipatif. Pour évaluer M_{Rd} , on prend en compte:

- le moment résistant du mur, établi en se référant à un diagramme enveloppe des moments qui amplifie les moments établis par l'analyse
- la sur-résistance possible de la rotule plastique due à l'écroutissement de l'acier et au confinement du béton dans la zone comprimée de la section

L'Eurocode 8 prescrit que les efforts tranchants de calcul soient augmentés de 50 % par rapport aux efforts tranchants issus de l'analyse.

Dans les systèmes à contreventement mixte contenant des murs élancés, il convient d'utiliser l'enveloppe de calcul des efforts tranchants selon la Figure 10.27, afin de prendre en compte les sollicitations qui résulteraient de la contribution de modes de vibration autres que le 1^{er} mode.



Légende.

Diagramme des efforts tranchants a : obtenus par l'analyse b : augmentés c : enveloppe de calcul

A : $V_{\text{mur,base}}$

B : $V_{\text{mur,sommet}} \geq 0,5V_{\text{mur,base}}$

Figure 10.27. Enveloppe de calcul des efforts tranchants dans les murs d'un système à contreventement mixte.

Effort normal sollicitant les murs.

Les murs sismiques primaires doivent être de dimensions telles que l'effort normal réduit v_d respecte :

$$v_d = N_{Ed} / A_c f_{cd} \leq 0,4.$$

10.9.2. Vérifications de résistance des murs.

Les résistances à la flexion et à l'effort tranchant sont calculées de façon classique (Eurocode 2), sauf spécification contraire ci après, en utilisant la valeur de l'effort normal résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul. Elles visent à éviter les modes de ruine indiqués aux Figures 10.28 et 10.29.

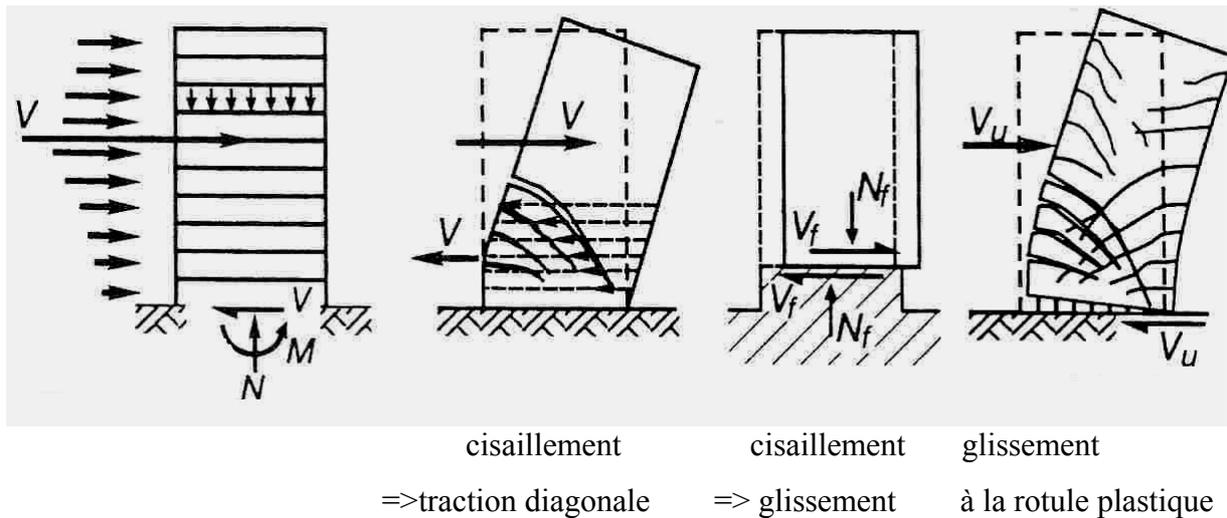


Figure 10.28. Modes de ruine indésirables dans les murs ductiles.

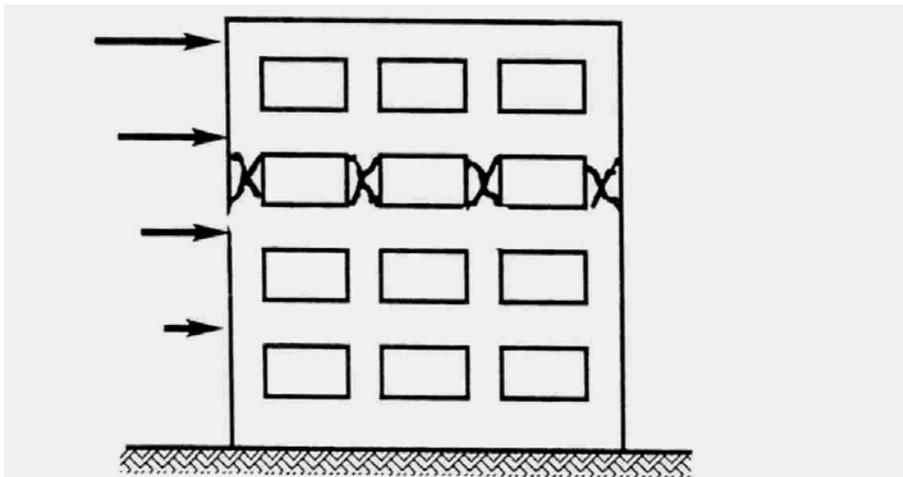


Figure 10.29. Mode de ruine indésirable dans un mur avec ouvertures.

La résistance à l'effort tranchant vaut: $V_{Rd} = 0.8b_w l_w \rho_h f_{ywd} \cot \theta$ $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

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

Les murs composés de parties rectangulaires liées entre elles par des poutres de couplage ou s'intersectant (sections en L, T, U, I ou similaires) sont considérés comme ayant une section unique composée d'une ou plusieurs âmes parallèles à la direction de l'effort tranchant sismique et d'un ou de plusieurs raidisseurs perpendiculaires. La largeur participante de membrures raidisseuses de part et d'autre de chaque âme, s'étendant à partir de la face de l'âme, est égale à la plus petite des valeurs suivantes :

la longueur réelle de la membrure ; la moitié de la distance à une autre âme parallèle au mur considéré ; 25 % de la hauteur totale du mur au-dessus du niveau considéré.

10.9.3. Dispositions constructives pour la ductilité locale.

La hauteur h_{cr} de la zone où se produisent les déformations plastiques, zone de la « rotule plastique » en pied de mur également appelée zone « critique » est estimée par :

$$h_{cr} = \max[l_w, H_w / 6]$$

Cette hauteur est à compter à partir de la base du mur et ne peut être considérée inférieure à :

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

h_s est la hauteur libre de chaque niveau ; l_w est la longueur du mur en plan.

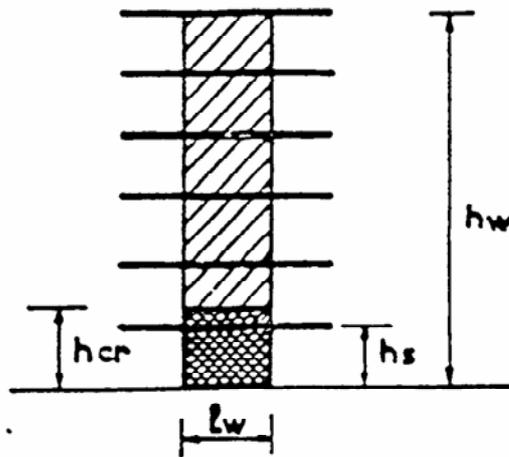


Figure 10.30. Sur la hauteur critique h_{cr} des armatures de confinement des éléments de rive du voile assurant la ductilité de la rotule plastique sont nécessaires (voir Figure 10.31).

La base du mur est le niveau des fondations ou le niveau de l'encastrement dans un soubassement qui comporte des diaphragmes rigides et des murs périphériques.

Dans les zones critiques des murs, la valeur du coefficient de ductilité en courbure μ_ϕ doit être au moins égale à la valeur critère définie en 10.6.2. Dans cette relation, on remplace q_0 par le produit de la valeur de base q_0 du coefficient de comportement (définie en Table en 10.5.2) par la valeur maximale du rapport M_{Ed}/M_{Rd} à la base du mur, dans la situation sismique de calcul. M_{Ed} est le moment fléchissant de calcul issu de l'analyse, M_{Rd} est la résistance à la flexion de calcul et leur rapport définit donc la sur-résistance par rapport à la valeur minimum nécessaire. La ductilité correspondant au coefficient μ_ϕ ainsi établi peut être obtenue en plaçant des armatures de confinement dans les zones situées aux extrémités de la section transversale, parfois appelées « éléments de rive ». Ces éléments de rive constituent en quelque sorte des membrures latérales plus résistantes et plus ductiles que le reste du voile. Comme ces zones sont les plus sollicitées, c'est à cet endroit que se

produirait en premier lieu l'éclatement du béton. On empêche donc la ruine de commencer en renforçant ces zones. Les armatures de confinement sont des cadres ou des épingles similaires à ceux des poteaux – Figure 10.31.

On définit les zones confinées de rive de la façon suivante.

En élévation, les armatures de confinement doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur l_c mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes. On considère en général que la déformation de compression ε_{cu2} pour laquelle survient l'éclatement du béton est égale à : $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$.

L'élément de rive confiné doit s'étendre sur une distance $x_u(1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$ – voir Figure 10.31 - depuis l'axe des armatures de confinement à proximité de la fibre de compression extrême. La dimension de la zone confinée en compression x_u est calculée à la courbure extrême (ELU) en exprimant l'équilibre de la section de mur. La largeur de la zone confinée en compression est prise constante et égale à b_o . La déformation ultime $\varepsilon_{cu2,c}$ du béton confiné est estimée par :

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd} .$$

Au minimum, la longueur l_c de l'élément de rive confiné vaut $0,15 l_w$ ou $1,50 b_w$ (b_w est la largeur du mur).

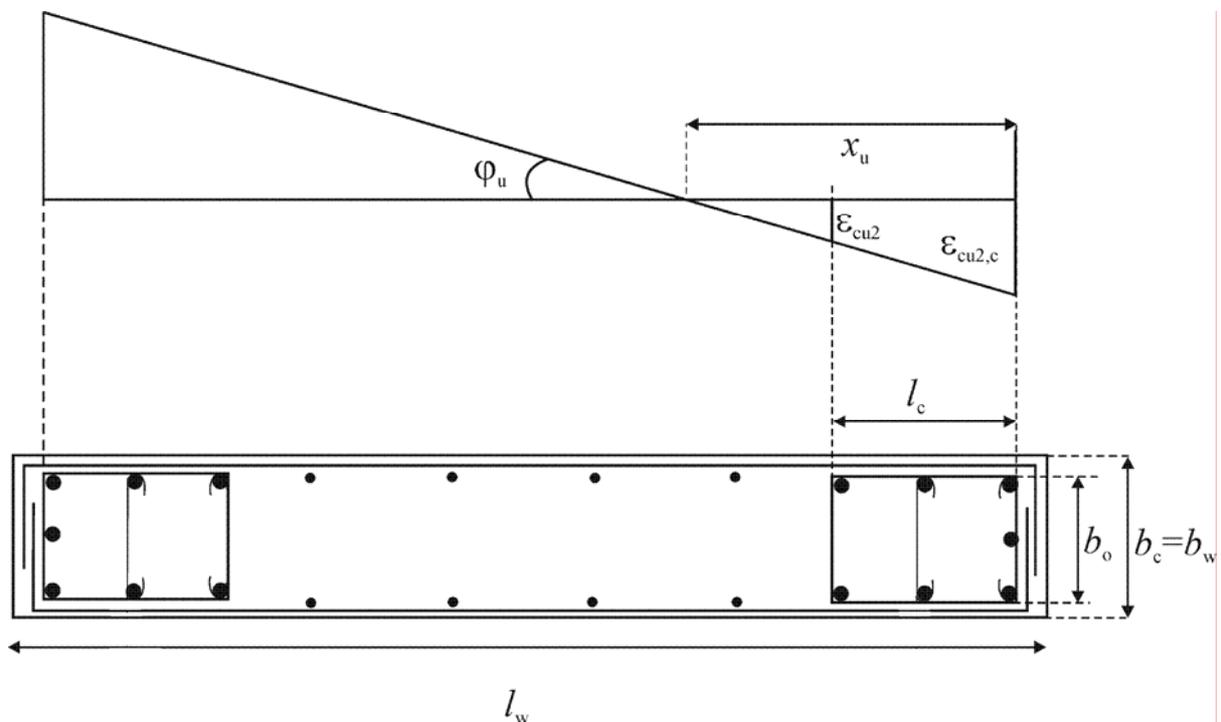


Figure 10.31. Eléments de rive confinés d'une extrémité de mur à bords libres

En haut : déformations obtenues à la courbure extrême. En bas : armature requise.

Dans les murs de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises ω_{wd} dans les éléments de rive doit respecter la même condition que dans les poteaux, soit:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\varphi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

La définition des paramètres est la même qu'en 10.8.4 ; ω_v est rapport mécanique des armatures verticales d'âme, soit : $\omega_v = \rho_v f_{yd,v}/f_{cd}$

Dans les murs avec excroissances ou membrures, ou avec une section composée de plusieurs parties rectangulaires (sections en T, L, I, U, etc.), ω_v des éléments de rive peut être déterminé comme suit. L'effort normal N_{Ed} et l'aire totale des armatures verticales d'âme A_{sv} sont normalisés à $l_w b_f f_{cd}$. On considère comme largeur transversale b_f l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure en compression et on a :

$$v_d = N_{Ed} / l_w b_f f_{cd} \quad \omega_v = (A_{sv} / l_w b_f) f_{yd} / f_{cd}$$

La position de l'axe neutre χ_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive est estimée par:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_f}{b_o}$$

b_o est la largeur de la partie confinée de l'excroissance ou de la membrure.

Si χ_u est inférieur à la largeur de la partie confinée de l'excroissance ou de la membrure, on calcule le ω_{wd} nécessaire dans ces excroissance ou membrure comme ci dessus, v_d , ω_v , b_f et b_o se référant à l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure.

Si la valeur de χ_u est supérieure à l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure après éclatement du béton d'enrobage, on utilise la méthode générale basée sur : 1) le calcul du coefficient de ductilité en courbure par $\mu_{\phi} = \phi_u / \phi_y$, 2) le calcul de ϕ_u par $\varepsilon_{cu2,c} / x_u$ et de ϕ_y par $\varepsilon_{sy} / (d - x_y)$, 3) l'équilibre de la section pour l'estimation des positions d'axes neutres x_u et x_y , et 4) la résistance et la déformation ultime du béton confiné, $f_{ck,c}$ et $\varepsilon_{cu2,c}$, exprimés en fonction de la contrainte effective de confinement (voir Eurocode 2). On calcule alors les armatures de confinement éventuellement requises et les longueurs de mur confiné.

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 10.32).

Néanmoins, des éléments de rive confinés peuvent être nécessaires aux extrémités de ces membrures en raison de la flexion hors plan du mur.

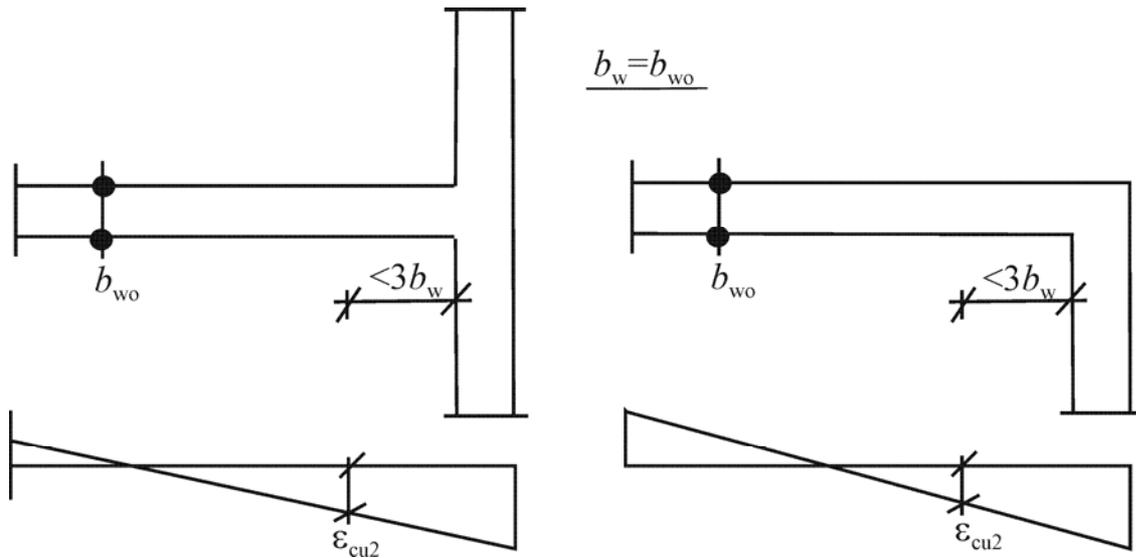


Figure 10.32. Le confinement des éléments de rive n'est pas nécessaire aux extrémités du mur avec membrure transversale importante ($l_f > h_s/5$) ni dans une membrure trapue ($b_f \geq h_s/15$).

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit être $\geq 0,005$.

Sur la hauteur critique à la base des murs ductiles, on a obligatoirement dans les zones confinées:

- une densité de l'armature de confinement qui respecte $\omega_{wd} \geq 0,08$
- un espacement vertical s des armatures de confinement qui respecte $s = \min \{b_o/2; 175; 8d_{bL}\}$ (mm) ; 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 (=verticales).
- la distance maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement : 200 mm

Les cadres de confinement doivent se recouvrir, de sorte que chaque barre longitudinale (=verticale) soit maintenue par une armature de confinement ou une épingle.

L'épaisseur b_w des parties confinées de la section de mur (éléments de rive) doit respecter une règle de dimension minimale:

- $b_w \geq 200$ mm.
- Si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas $2b_w$ et $0,2l_w$: $b_w \geq h_s/15$, h_s étant la hauteur d'étage.
- Si la longueur de la partie confinée excède $2b_w$ et $0,2l_w$: $b_w \geq h_s/10$ (voir Figure 10.33).

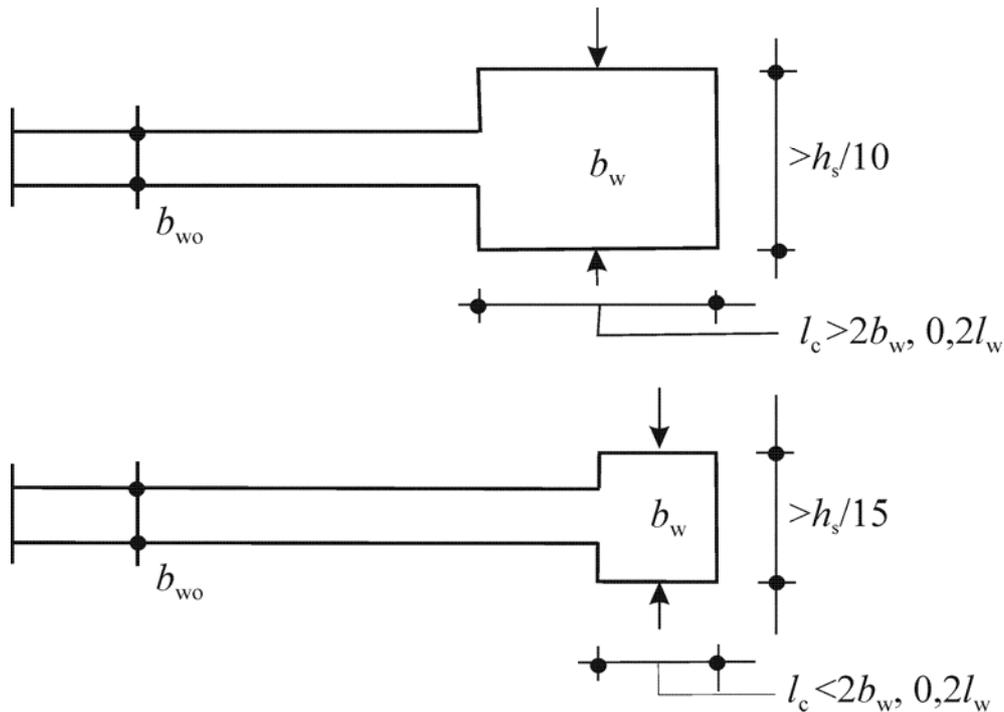


Figure 10.33. Epaisseur minimale des éléments de rive confinés.

Sur la hauteur du mur au-dessus de la zone critique, seules les règles de l'Eurocode 2 relatives aux armatures verticales, horizontales et transversales s'appliquent. Toutefois, dans les parties de la section où la déformation de compression ϵ_c est supérieure à 0,002 dans la situation sismique de calcul, on réalise un pourcentage d'armatures verticales $\geq 0,005$.

Les armatures transversales des éléments de rive peuvent être déterminées en se référant seulement à l'Eurocode 2 si l'une des conditions suivantes est remplie :

- si la valeur de l'effort normal réduit de calcul v_d respecte : $v_d \leq 0,15$
- si $v_d \leq 0,20$ et qu'on réduit de 15 % le coefficient q utilisé dans l'analyse.

10.10. Murs de grandes dimensions en béton peu armé.

10.10.1. Détermination des sollicitations de calcul.

L'objectif du dimensionnement est de favoriser un mécanisme flexionnel global, impliquant une plastification limitée en flexion et, éventuellement, des soulèvements transitoires du côté mis en traction par l'action sismique.

Pour assurer que la plastification en flexion précède la formation de l'état limite ultime en cisaillement, l'effort tranchant V_{Ed} provenant de l'analyse doit être augmenté, suivant le concept du dimensionnement capacitif. L'exigence donnée dans l'Eurocode 8 est qu'on calcule à chaque niveau

du mur l'effort tranchant de calcul V_{Ed} à partir de l'effort tranchant V'_{Ed} issu de l'analyse en

appliquant la relation:
$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2}$$

Les efforts normaux dynamiques supplémentaires N_{dyn} développés dans les murs de grandes dimensions en raison du soulèvement par rapport au sol ou de l'ouverture et de la fermeture de fissures horizontales doivent être pris en compte dans la vérification du mur à l'état limite ultime vis-à-vis de la flexion composée. On estime que la composante dynamique de l'effort normal du mur correspond à 50 % de l'effort normal dans le mur dû aux charges gravitaires présentes dans la situation sismique de calcul. On doit considérer la composante dynamique de l'effort normal en compte avec un signe, soit positif, soit négatif, en retenant le cas le plus défavorable. Si le coefficient de comportement q adopté pour le projet est $q \leq 2,0$, l'effet de l'effort normal dynamique peut être négligé.

10.10.2. Résistance en flexion.

L'état limite ultime en flexion composée dans le plan du mur est vérifié classiquement suivant l'Eurocode 2 et l'hypothèse de conservation des sections planes. Les contraintes normales dans le béton doivent être limitées afin d'empêcher l'instabilité hors plan du mur. Compte tenu du caractère dynamique de l'effort normal N_{dyn} défini en 10.10.1, on admet comme déformation limite ε_{cu2} du béton non confiné : $\varepsilon_{cu2} = 0,005$, lorsque N_{dyn} est pris en compte dans la vérification à l'état limite ultime pour la flexion composée. Une valeur encore plus élevée de ε_{cu2} peut être prise en compte si le béton est confiné, sous réserve que la réduction de section correspondant à l'éclatement du béton d'enrobage non confiné soit prise en compte dans la vérification.

10.10.3. Résistance à l'effort tranchant

Une marge de sécurité est fournie par la majoration du cisaillement de calcul V_{Ed} et du fait que la réponse, y compris des fissurations obliques éventuelles, est contrôlée en termes de déformation.

Pour cette raison, si on a $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, le pourcentage minimal d'armatures d'effort tranchant $\rho_{w,min}$ dans l'âme n'est pas requis.

Si $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, on calcule l'armature d'effort tranchant de l'âme sur la base d'un modèle d'inclinaison variable du treillis ou sur la base d'un modèle bielle/tirant, en choisissant le plus approprié pour la géométrie particulière du mur. Si un modèle bielle/tirant est utilisé, la largeur LB de la bielle :

- doit tenir compte de la présence d'ouvertures dans le mur
- $LB \leq 0,25l_w$ ou $4b_{wo}$, (en prenant la plus petite valeur)

Il convient de vérifier l'état limite ultime par rapport à l'effort tranchant vis-à-vis du glissement au niveau des reprises de bétonnage horizontales conformément à l'Eurocode 2. La longueur d'ancrage requise des armatures traversant l'interface et jouant le rôle de goujon doit être augmentée de 50 % par rapport à la longueur requise dans l'Eurocode 2.

10.10.4. 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 :

- ≥ 6 mm
- ou correspondant à un 1/3 du diamètre de la barre verticale, d_{bL} .

Les armatures de confinement et les épingles présentent un espacement vertical inférieur ou égal à 100 mm ou $8d_{bL}$, en prenant la plus petite valeur.

Les armatures verticales nécessaires pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée, latéralement maintenues par des armatures de confinement et des épingles sont concentrées dans les éléments de rive aux extrémités de la section transversale. Ces éléments de rive se prolongent dans la longueur l_w du mur sur une longueur non inférieure à b_w ou $3 b_w \sigma_{cm}/f_{cd}$, en prenant la plus grande valeur, σ_{cm} étant la valeur moyenne de la contrainte du béton dans la zone comprimée à l'état limite ultime en flexion composée.

Le diamètre d_{bL} des barres verticales doit être ≥ 12 mm sur le premier niveau du bâtiment et 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 d_{bL} des barres verticales doit respecter: $d_{bL} \geq 10$ mm.

Pour assurer que le mode de déformation est contrôlé par la flexion et non par l'effort tranchant, il convient que la quantité d'armatures verticales placées dans la section de mur ne dépasse pas inutilement la quantité requise pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée et pour l'intégrité du béton.

Des chaînages en acier continus, horizontaux ou verticaux, doivent être disposés :

- a) le long de toutes les intersections de murs ou liaisons avec les raidisseurs
- b) à tous les niveaux de plancher
- c) autour des ouvertures dans le mur.

Au minimum, les chaînages doivent être conformes à l'Eurocode 2, qui indique comme résistances maximales requises les valeurs données au Tableau suivant. Des valeurs inférieures peuvent être établies en fonction des données particulières d'un projet.

Position du chaînage	Résistance maximale requise
Chaînage horizontal interne	Max. 70 kN en traction
Chaînage horizontal périphérique	Max. 70 kN en traction
Chaînage horizontal de liaison des poteaux	Max. 150 kN en traction
Chaînage horizontal de liaison des murs	Max. 20 kN /m en traction
Chaînage verticaux	capacité de se substituer localement à un mur défaillant et d'assurer la descente de charge

10.11. Eléments de liaison des murs couplés

Les éléments de liaison des murs couplés relient deux murs jouant un rôle structurel dans la reprise de l'action sismique.

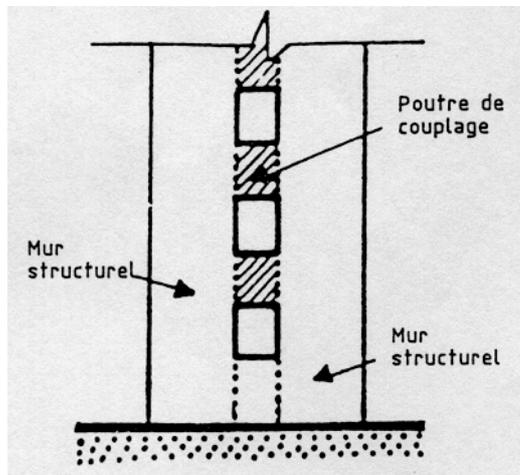


Figure 10.34 . Poutres de couplage.

Suivant la conception de ces éléments de liaison, on peut réaliser toutes les situations intermédiaires entre les 2 extrêmes suivants :

- les éléments de liaison sont très flexibles en regard des murs ; les déplacements horizontaux des murs sont égaux, car les éléments de liaison et les diaphragmes forcent cet égal déplacement ; les sollicitations des murs sont trouvées en considérant la raideur individuelle de chaque mur.
- les éléments de liaison sont très raides, au point que chaque mur est une partie d'une section résistante considérée comme unique et composée de plusieurs murs ; les éléments de liaison sont fortement sollicités en cisaillement et flexion ; leur rôle est similaire à celui de l'âme d'une poutre en I.

Le couplage des murs par des dalles est a priori peu raide et ne doit pas habituellement pas être pris en compte.

Pour assurer un comportement convenable des poutres de couplage, l'évaluation et la vérification de leur résistance doivent être menés comme suit.

Les linteaux sont vérifiés comme des poutres de portique :

a) s'il est peu probable qu'une fissure dans les deux directions diagonales puisse se produire. Une

règle d'application acceptable est : $V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d$

b) ou si la prépondérance d'un mode de rupture par flexion est assurée. Une règle d'application

acceptable est : $l/h \geq 3$

Si aucune des conditions a) et b) n'est remplie, la résistance du linteau aux actions sismiques doit être assurée par des armatures disposées selon les deux diagonales du linteau - Figure 10.35.

Ces diagonales sont dimensionnées pour offrir une résistance en traction supérieure à la sollicitation calculée dans les diagonales d'une triangulation – voir Figure 10.35 : $V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$

V_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant sur l'élément de liaison ($V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed}/l$) ;

A_{si} est l'aire totale des armatures dans chaque direction diagonale ; α est l'angle entre les armatures diagonales et l'axe de la poutre.

Les armatures des diagonales est constituée comme celle de poteaux de côté au moins égal à $0,5b_w$.

Leur longueur d'ancrage dépasse de 50 % celle requise dans l' Eurocode 2.

Des armatures de confinement doivent être prévues dans ces « poteaux ». Elles respectent les règles relatives aux armatures de confinement, afin d'empêcher le flambement des armatures longitudinales.

Des armatures longitudinales et transversales doivent aussi être disposées sur les deux faces latérales de la poutre de couplage ; elles sont conformes aux exigences minimales de l'Eurocode 2 pour les poutres hautes. Il n'est pas nécessaire d'ancrer ces armatures longitudinales dans les murs couplés, il suffit de les prolonger de 150 mm dans ces murs.

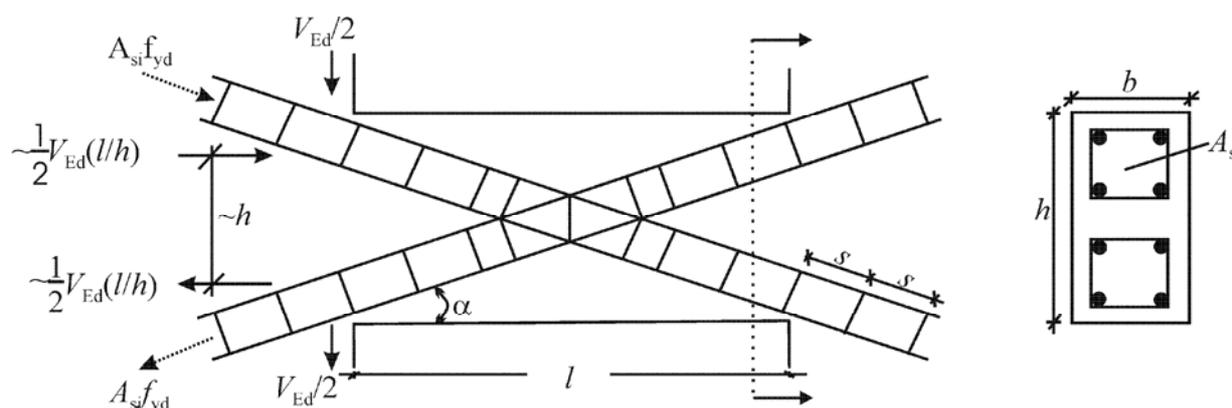


Figure 10.35. Linteau avec armatures diagonales.

10.12. Ancrages des armatures.

Pour les armatures de confinement utilisées en tant qu'armatures transversales dans les poutres, les poteaux ou les murs, on doit utiliser des **cadres fermés avec des extrémités coudées à 135°** et ayant des retours de longueur $10 d_{bw}$.

Dans les structures DCH, la longueur d'ancrage des armatures des poutres et des poteaux ancrées dans les nœuds poteaux-poutres doit être mesurée à partir d'un point de l'armature situé à une distance de $5d_{bL}$ de la face du nœud, vers l'intérieur du nœud, pour prendre en compte l'extension de la zone plastifiée due au déformations cycliques post-élastiques- Figure 10.36 A.

Poteaux

Lorsqu'on calcule la longueur d'ancrage ou de recouvrement des armatures des poteaux qui contribuent à la résistance à la flexion des éléments dans les zones critiques, le rapport entre la section d'armatures exigée et la section effectivement prévue $A_{s,req}/A_{s,prov}$ doit être pris égal à 1.

Si, dans la situation sismique de calcul, l'effort normal dans un poteau est une traction, les longueurs d'ancrage doivent être augmentées de 50 % par rapport aux longueurs spécifiées pour le cas statique.

Poutres

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

Afin de prévenir une rupture d'adhérence, le diamètre d_{bL} des barres longitudinales de poutres ancrées dans des nœuds poteau - poutre doit être limité conformément aux expressions suivantes :

a) pour des nœuds poteau - poutre intermédiaires :

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}}$$

b) pour des nœuds poteau-poutre de rive :

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d)$$

avec :

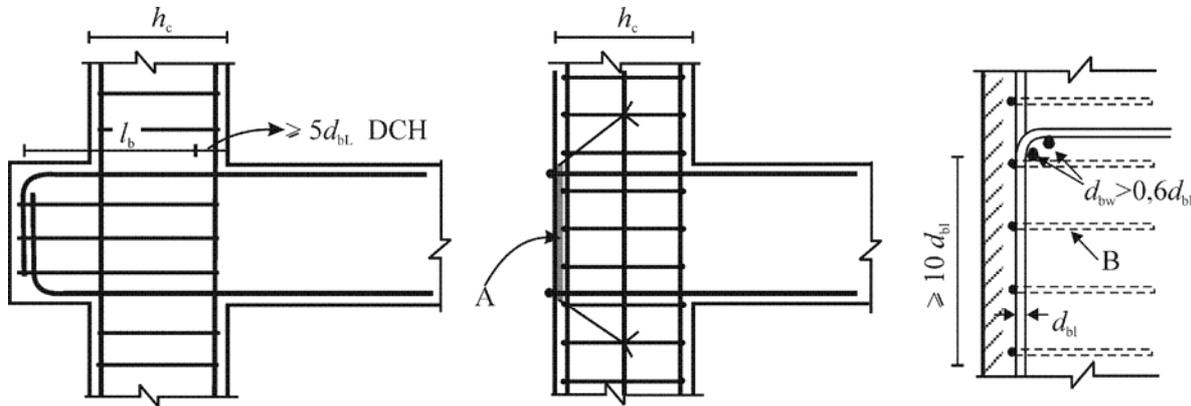
h_c , longueur du poteau parallèlement aux armatures ; f_{ctm} valeur moyenne de la résistance du béton à la traction ; f_{yd} valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier ; v_d effort normal réduit de calcul dans le poteau, pris à sa valeur minimale pour la situation sismique de calcul ($v_d = N_{Ed} / f_{cd} A_c$) ; k_D coefficient dépendant de la classe de ductilité, égal à 1 pour DCH et à 2/3 pour DCM ; ρ' pourcentage d'acier comprimé des armatures de la poutre traversant le nœud ; ρ_{max} pourcentage d'acier tendu maximal admissible ;

γ_{Rd} est le coefficient d'incertitude du modèle sur les valeurs de la résistance, dû à la sur-résistance possible due à l'érouissage de l'acier des armatures longitudinales dans la poutre et pris égal à 1,2 ou 1,0, respectivement pour DCH ou DCM.

Si la limitation de diamètre définie plus haut ne peut pas être satisfaite dans des nœuds poteau-poutre de rive parce que la dimension h_c du poteau parallèlement aux armatures est trop faible, on peut assurer l'ancrage des armatures longitudinales des poutres par des dispositions moins classiques:

- La poutre est prolongée sous forme d'ergots extérieurs -Figure 10.36 A.
- Des plaques d'ancrage sont soudées aux extrémités des armatures - Figure 10.36 B.
- Des coudes d'une longueur minimale de $10d_{bL}$ et des armatures transversales regroupées à l'intérieur du coude au contact des armatures sont mis en place -Figure 10.36 C.

Les armatures supérieures ou inférieures de poutre traversant les nœuds intermédiaires doivent être arrêtées en dehors des zones les plus contraintes. On prescrit que cet arrêt ne soit pas situé à moins de l_{cr} du nœud. Pour rappel, l_{cr} , longueur de la zone critique ou rotule plastique de l'élément est de l'ordre de la hauteur h_w de la poutre et la longueur d'ancrage devrait être comptée à partir du point d'arrêt.



Légende. A : plaque d'ancrage. B : armatures de confinement autour des armatures du poteau

Figure 10.36. Solutions pour l'ancrage des armatures longitudinales de poutres aux nœuds de rive.

10.13. Jonction des armatures.

Les zones de transfert d'effort d'armature à armature sont aussi des zones de déviation d'effort et de concentration de contrainte. Ce sont donc a priori des points faibles, susceptibles de rupture à caractère fragile et des précautions particulières s'imposent à ces endroits de la structure.

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 retenue.

Les armatures transversales à prévoir sur la longueur de recouvrement doivent être calculées conformément à l'Eurocode 2 et respecter les prescriptions suivantes:

- Si les armatures ancrées et en continuité sont disposées dans un plan parallèle aux armatures transversales, 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, 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 (en millimètres) à placer dans la zone de recouvrement ne doit pas dépasser : $s = \min \{h/4; 100\}$; h est la plus petite dimension de la section transversale (en millimètres).

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'Eurocode 2), soit des armatures longitudinales des éléments de rive des murs, peut être calculée:

$$A_{st} = s (d_{bl}/50)(f_{yld}/f_{ywd})$$

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.

10.14. Eléments sismiques secondaires.

Les éléments sismiques secondaires qui sont soumis à des déformations importantes dans la situation sismique de calcul doivent être dimensionnés et conçus en détail de manière à conserver leur capacité à supporter les charges gravitaires présentes dans la situation sismique de calcul lorsqu'ils sont soumis aux déformations maximales imposées. Ces déformations maximales dues à la situation sismique de calcul sont les déformations réelles élastoplastiques en situation sismique ($d_s = q_d d_e$) et elle doivent inclure l'effet P- Δ s'il est significatif. Elles doivent être calculées à partir d'une analyse de la structure pour la situation sismique de calcul, dans laquelle la contribution des éléments sismiques secondaires à la raideur latérale est négligée et les éléments sismiques primaires sont modélisés avec leur rigidité fissurée à la flexion et à l'effort tranchant.

Les éléments sismiques secondaires sont adéquats si les moments de flexion et les efforts tranchants ainsi calculés ne dépassent pas leurs résistances de calcul à la flexion et à l'effort tranchant, respectivement M_{Rd} et V_{Rd} .

10.15. Effets locaux dus aux remplissages en maçonnerie ou en béton.

La vulnérabilité particulière des murs de remplissage des rez-de-chaussée conduit souvent à leur ruine prématurée, ce qui induit une irrégularité à ce niveau. Il convient de prendre des dispositions particulières pour éviter des conséquences catastrophiques.



Figure 10.37. La ruine des murs de remplissage du rez-de-chaussée induit une irrégularité en élévation.

A défaut de méthode plus précise, il y a lieu de considérer la hauteur totale des poteaux du rez-de-chaussée comme la longueur critique et de la confiner en conséquence.

Lorsque la hauteur des remplissages est inférieure à la hauteur libre des poteaux adjacents, il subsiste, au dessus du remplissage, un poteau court qui va nécessairement subir un cisaillement plus important que prévu.

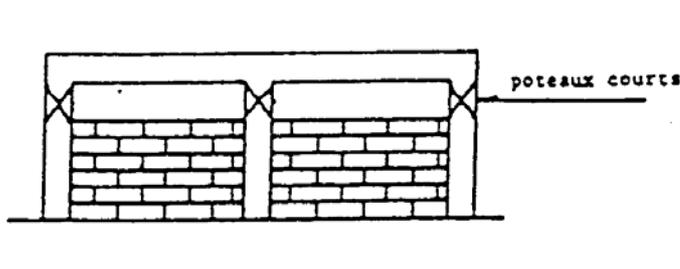


Figure 10.38. Situation où les remplissages créent un effet de poteau court.

Il convient de prendre les mesures suivantes :

- considérer la hauteur totale du poteau comme une zone critique et l'armer comme telle.
- Calculer l'effet de la diminution de portée sur l'effort tranchant des poteaux, en fonction de la classe de ductilité et en considérant que la longueur libre l_{cl} du poteau est égale à la longueur de la partie du poteau qui n'est pas en contact avec le remplissage et que le moment $M_{i,d}$ à la section du poteau au sommet du mur de remplissage est égal à $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$, (avec $\gamma_{Rd} = 1,1$ pour DCM et $1,3$ pour DCH, $M_{Rc,i}$ étant la valeur de calcul de la résistance à la flexion du poteau).
- placer les armatures transversales qui reprennent l'effort tranchant sur la longueur du poteau qui n'est pas en contact avec les remplissages, et de les prolonger dans la partie du poteau en contact avec ces remplissages sur une longueur h_c (dimension de la section du poteau dans le plan de remplissage) ;
- si la longueur du poteau qui n'est pas en contact avec le remplissage est inférieure à $1,5h_c$, il convient alors que l'effort tranchant soit repris par des armatures diagonales.

Lorsque les remplissages s'étendent sur toute la longueur libre des poteaux adjacents, et s'il n'y a de mur en maçonnerie que d'un côté du poteau (ceci est par exemple le cas pour tous les poteaux d'angle), il convient alors de considérer la hauteur totale du poteau comme une zone critique et de l'armer avec le nombre et le type de cadres requis pour les zones critiques.

Il convient de vérifier la longueur l_c des poteaux sur lesquels l'effort dû à la bielle diagonale du remplissage s'applique vis-à-vis de la plus petite des deux valeurs d'effort tranchant suivantes : (a) la composante horizontale de l'effort de bielle dans le remplissage, supposée égale à la résistance à l'effort tranchant horizontal du panneau, estimée sur la base de la résistance à l'effort tranchant des

joints horizontaux ; ou (b) l'effort tranchant calculé comme dans un portique suivant la classe de ductilité et en supposant que la sur-résistance en flexion du poteau $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ se développe aux deux extrémités de la longueur de contact l_c . Il convient de supposer que la longueur de contact est égale à la largeur verticale totale de la bielle diagonale du remplissage. A moins d'effectuer une estimation plus précise de cette largeur, en tenant compte des propriétés élastiques et de la géométrie du remplissage et du poteau, la largeur de bielle peut être supposée être une fraction fixe de la longueur de la diagonale du panneau.

10.16. Diaphragmes en béton.

Une dalle de béton armé rigide peut servir de diaphragme. Son épaisseur minimale est de 70 mm. Elle doit être armée dans les deux directions horizontales avec les armatures minimales du cas statique.

Une chape coulée en place sur un système de plancher ou de terrasse préfabriqué peut être considérée comme un diaphragme si :

- elle satisfait aux indications ci-dessus
- elle est conçue pour fournir seule la rigidité et la résistance requises pour le diaphragme
- elle est coulée sur un substrat propre et rugueux ou reliée à ce dernier par des connecteurs.

Le calcul sismique doit comprendre la vérification des diaphragmes en béton armé à l'état limite ultime dans les structures de la classe DCH possédant les caractéristiques suivantes :

- formes irrégulières ou complexes en plan avec entailles ou excroissances
- ouvertures grandes ou irrégulières dans le diaphragme
- distribution irrégulière des masses et/ou des rigidités (comme par exemple dans le cas d'excroissances ou de retraits)
- sous-sol avec murs périphériques partiels ou murs dans une partie seulement du rez-de-chaussée.

Les effets des actions dans les diaphragmes en béton armé peuvent être estimés en modélisant ces derniers par des poutres de grande hauteur, des treillis plans ou dans un modèle bielles/tirants, sur appuis élastiques.

Dans le cas de systèmes à noyaux ou à murs de la classe DCH, il y a lieu de vérifier la transmission des forces horizontales des diaphragmes aux noyaux ou aux murs. Pour cela, les dispositions suivantes s'appliquent :

- pour limiter la fissuration, il convient de limiter la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à $1,5 f_{ctd}$ aux interfaces entre les diaphragmes et les noyaux ou les murs
- il convient d'assurer la résistance vis-à-vis de la rupture par glissement dû au cisaillement en supposant l'inclinaison des bielles égale à 45°
- Il y a lieu de prévoir des armatures complémentaires pour assurer la résistance au cisaillement des interfaces entre les diaphragmes et les noyaux ou les murs ; l'ancrage de ces barres respecte les dispositions requises.

10.17. Joints de reprise.

Les joints de reprise sont des points faibles. On peut en tenir compte par le calcul - cfr. 10.26 mais aussi en les plaçant en dehors des zones des forts moments de flexion et efforts tranchants, en particulier en dehors des rotules plastiques potentielles. Cette recommandation constitue une modification importante par rapport à la pratique habituelle. En outre, il convient que la surface de reprise soit rendue rugueuse et propre.

10.18. Quelques éléments particulier de conception.

Option architecturale limitant la demande de ductilité locale.

Il est parfois possible d'éviter l'exécution d'éléments de construction fortement armés par des choix architecturaux judicieux. Ainsi plutôt que de réaliser deux murs couplés, qui ne donnent comme inertie totale que la somme des 2 inerties individuelles de chaque mur et qui impliquent des poutres de couplage fortement armées, on peut gagner en inertie flexionnelle, en faisant travailler l'ensemble comme une seule poutre, simplement en alternant les ouvertures au lieu de les aligner. Figure 10.39 .

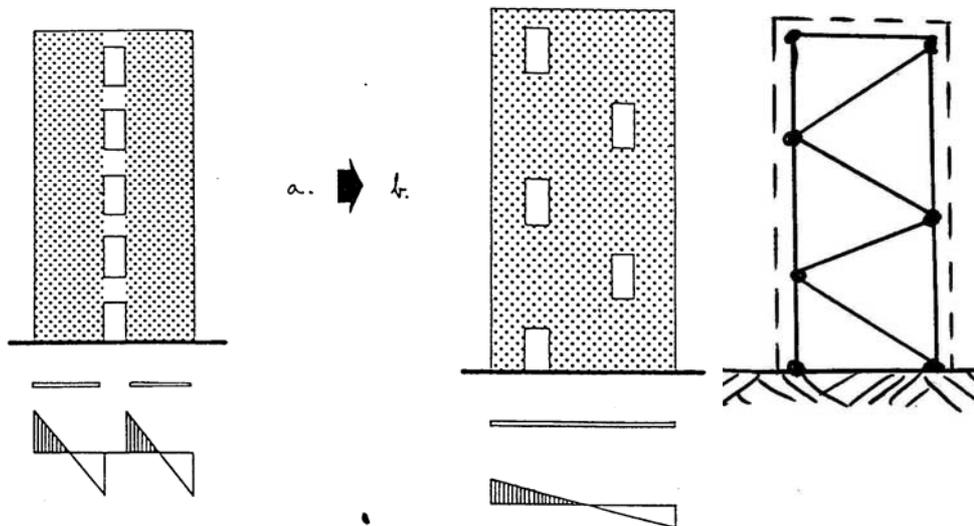


Figure 10.39. La conception b évite les poutres de couplage ; elle peut être vérifiée dans un modèle en ossature triangulée.

Zones dissipatives provoquées.

Plutôt que de respecter partout dans la structure des conditions parfois très exigeantes, il peut être judicieux de prévoir des zones affaiblies, en terme de rigidité, mais renforcées, en termes de ductilité- Figure 10.40. Cette option peut être la plus économique dans des structures en éléments préfabriqués, où il est souvent difficile de réaliser des assemblages ductiles.

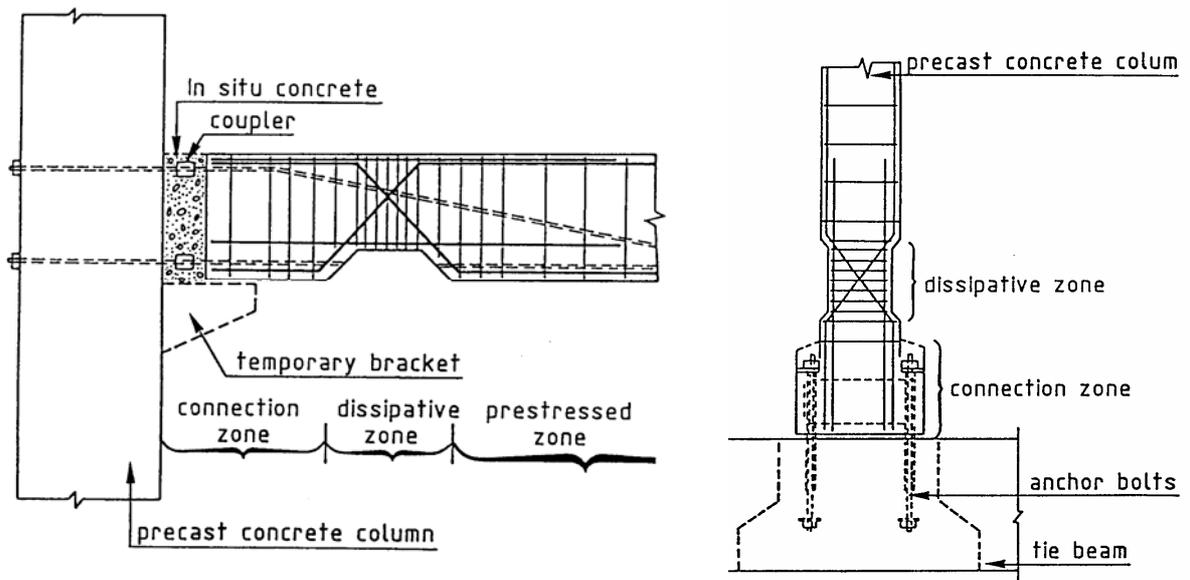


Figure 10.40. Zone dissipative provoquée. A gauche en bout de poutre. A droite en pied de poteau.