

VII

STRUCTURES EN BETON ARME

7 STRUCTURES EN BETON ARME 101

- 7.1 Généralités
- 7.2 Spécifications concernant les matériaux
- 7.3 Conception et vérifications
- 7.4 Spécifications pour les poteaux
- 7.5 Spécifications pour les poutres
- 7.6 Spécifications pour les noeuds poteaux-poutres
- 7.7 Voiles de contreventement
- 7.8 Jonction d'armatures
- 7.9 Dispositions propres aux dalles et aux diaphragmes



7. STRUCTURES EN BETON ARME

7.1 Généralités

7.1.1 Objet

Dans ce chapitre sont développées les prescriptions et indications nécessaires au dimensionnement des structures ou éléments de structures, en béton armé coulé en place de classe de résistance maximale C90/105, ainsi que les dispositions constructives les concernant. Les classes de résistance sont basées sur la résistance caractéristique mesurée sur cylindre, f_{ck} , déterminée à 28 jours.

Pour les structures en béton armé préfabriquées, il y a lieu de se référer au § 2.5.3.

Par ailleurs, les systèmes constructifs utilisant les planchers dits "planchers-dalles" ou "planchers champignons" sont prohibés en zone sismique.

Commentaire : Rappelons que ces derniers systèmes concernent les bâtiments à un ou plusieurs étages dont les planchers sont constitués par des dalles continues, sans nervures, supportées directement par des poteaux, sauf éventuellement sur les rives, le long desquelles peuvent exister des voiles porteurs ou des poutres en saillie au-dessous des dalles. Les dalles peuvent, éventuellement, prolongées en porte-à-faux au-delà des poteaux de rive.

Les poteaux sont ou non pourvus, à chaque étage, de têtes épanouies, en forme générale de troncs de cône ou de pyramides renversées, appelés « chapiteaux ». Lorsque les chapiteaux existent, les planchers sont dits « planchers champignons » ; dans le cas contraire, il s'agit de « planchers dalles ».

Commentaire : Pour la conception et le calcul des constructions en béton armé (ou en béton peu armé), les règles y afférentes (DTR BC 2.41 et DTR BC 2.42) s'appliquent; les présentes prescriptions sont additionnelles à celles contenues dans les documents précités, lorsque ces constructions se trouvent en zones sismiques I à VI.

7.1.2 Éléments principaux - Éléments secondaires

Dans ce qui suit, sont désignés, sous le nom d'éléments principaux, les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions, au sein

de l'ouvrage.

Les éléments structuraux, n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou à leur distribution, peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis, du fait des déformations imposées, qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autre origine.

7.1.3 Définitions et conventions

Zones critiques

On désigne par zone critique, toute partie d'un élément structurel principal dans laquelle des concentrations de déformations ou de sollicitations sont susceptibles de se produire. Ces zones sont celles définies dans le présent article pour les différentes sortes d'éléments et, éventuellement, celles que le calcul fait apparaître comme telles.

Confinement

On désigne, par béton confiné, un volume de béton pourvu d'armatures transversales disposées de façon à s'opposer au gonflement du matériau, sous l'effet des contraintes de compression, ainsi qu'au flambement des armatures.

Par convention, on considère que la partie confinée d'une section transversale est celle qui est délimitée par le contour intérieur des armatures de confinement, disposées à la périphérie de la section.

Effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \quad (7.1)$$

où:

- N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton à j jours.

Pièces comprimées, pièces fléchies

On entend par pièce fléchie, un élément linéaire ou à deux dimensions, soumis à la flexion simple ou déviée, pour lequel on satisfait aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu_{max} \leq 0.1 \\ h \leq \frac{l}{4} \end{array} \right.$$

où:

- h : représente la hauteur de la section droite de l'élément
- l : est la portée entre nus de l'élément

La pièce est dite:

- "courte" lorsque $h > \frac{l}{4}$

- "comprimée" lorsque $v_{max} > 0.1$

Si on désigne par a et b , respectivement, la plus petite et la plus grande dimension de la section droite de la pièce:

- si $b < 4a$, la pièce est considérée comme un poteau ;
- si $b \geq 4a$, la pièce est considérée comme un voile.

Dans le cas d'éléments composés tels que poutres-échelles, palées triangulées, association de voiles, etc, le terme de pièce s'entend de chacun des éléments constitutifs.

7.2 Spécifications concernant les matériaux

Béton

Pour les éléments principaux, le béton d'une classe inférieure à C20/25 ne doit pas être utilisé, au niveau de la conception et de la réalisation, pour des bâtiments à implanter en toute zone sismique autre que la zone 0.

Les valeurs des modules d'élasticité doivent être conformes à celle fixées par le C.B.A.

Acier

Excepté pour les armatures transversales, les armatures des éléments principaux, en béton armé, doivent être à haute adhérence, avec une limite caractéristique d'élasticité spécifiée supérieure ou égale à 400 MPa et inférieure ou égale à 600 MPa. La valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale doit être supérieure ou égale à 5%.

7.3 Conception et vérifications

7.3.1 Coefficients de comportement

Les valeurs des coefficients de comportement, R , à prendre en compte sont celles qui figurent au Tableau (3.17).

7.3.2 Vérification de sécurité des éléments principaux

Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul, en situation sismique (assimilable à une situations accidentelle), sont données au chapitre V.

Diagramme contraintes - déformations

Les diagrammes contraintes-déformations à considérer sont ceux des règles algériennes C.B.A.

Coefficients partiels de sécurité

On vérifie que les sollicitations agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients partiels de sécurité suivants :

- Acier : $\gamma_s = 1.00$
- Béton : $\gamma_b = 1.20$

Vérifications

Les vérifications à faire sont celles du C.B.A, moyennant les adaptations des articles précédents et en tenant compte des vérifications complémentaires ou de remplacement prescrites par les articles suivants.

7.4 Spécifications pour les poteaux

7.4.1 Coffrage

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois (cf. Figure (7.1)). Les dés de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (cf. Figure (7.1)):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm : en zones I, II et III} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm : en zones IV, V et VI} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} : \text{quelle que soit la zone} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 : \text{quelle que soit la zone} \end{array} \right.$$

Pour les poteaux circulaires, le diamètre, D , devra satisfaire les conditions ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} D \geq 25 \text{ cm : en zones I et II} \\ D \geq 30 \text{ cm : en zone III} \\ D \geq 35 \text{ cm : en zones IV, V et VI} \\ D \geq \frac{l_{cl}}{15} : \text{quelle que soit la zone} \end{array} \right.$$

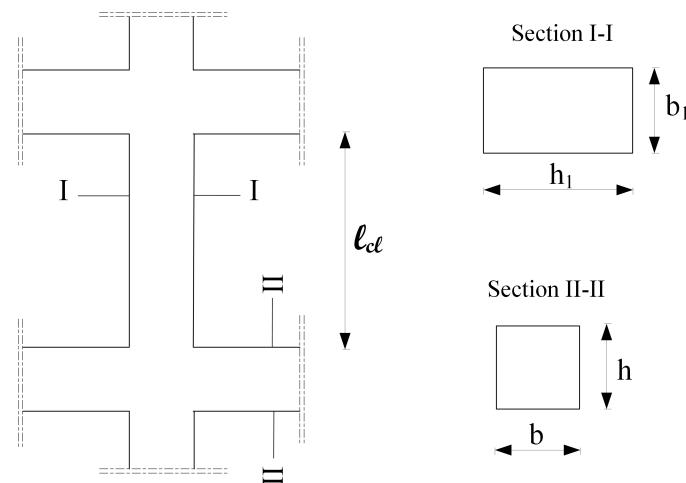


Figure 7.1: Coffrage des poteaux

7.4.2 Ferrailage

Exigences de ductilité pour la zone critique

Les zones s'étendant sur une distance, l_{cr} , à partir des deux sections d'extrémité d'un poteau, doivent être considérées comme des zones critiques.

où:

-

$$l_{cr} = \max(1.5h_c, \frac{l_{cL}}{6}, 60 \text{ cm}) \quad (7.2)$$

- h_c (unités: cm): la plus grande dimension de la section transversale du poteau
- l_{cL} (unités: cm): la longueur libre du poteau
- Si $l_c/h_c < 3$: la hauteur totale du poteau doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

Dans les deux premiers étages des bâtiments, les armatures de confinement doivent se prolonger au-delà des zones critiques d'une longueur égale à la moitié de la longueur de ces zones. Cette spécification concerne les systèmes de contreventement (1), (2) et (3) (cf. § 3.5) situés en zones sismiques IV, V et V.

Effets locaux dus aux remplissages en maçonnerie ou en béton :

A cause de la vulnérabilité particulière des murs de remplissage des rez-de-chaussée, une irrégularité induite par le séisme doit être envisagée à ces niveaux. Il convient, alors, de prendre des dispositions particulières. En l'absence de méthode plus précise, il y a lieu de considérer la hauteur totale des poteaux du rez-de-chaussée comme la longueur critique et de la confiner en conséquence. Cette condition est applicable dans le cas des systèmes de contreventement (1), (2) et (3) (cf. § 3.5) situés dans les zones de sismicité IV, V et VI.

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :
 - 0.8% en zones I et II
 - 0.9% en zone III
 - 1.0% en zones IV, V et VI
- Leur pourcentage maximal sera de:
 - 4% en zone courante
 - 8% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 50 ϕ en zones I, II et III
 - 60 ϕ en zones IV, V et VI
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :
 - 20 cm en zones I, II et III
 - 15 cm en zones IV, V et VI

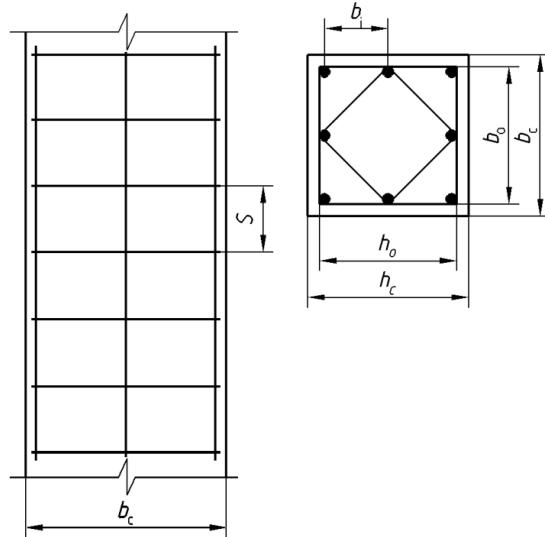
Au moins une armature intermédiaire doit être prévue entre les armatures d'angle le long de chaque face du poteau, pour assurer l'intégrité des nœuds poteau-poutre (cf. figure (7.2)).

Dans les zones critiques des poteaux, des armatures de confinement et des étriers d'au moins 6 mm de diamètre doivent être prévues avec un espacement suffisant pour assurer un minimum de ductilité et empêcher le flambement local des barres longitudinales.

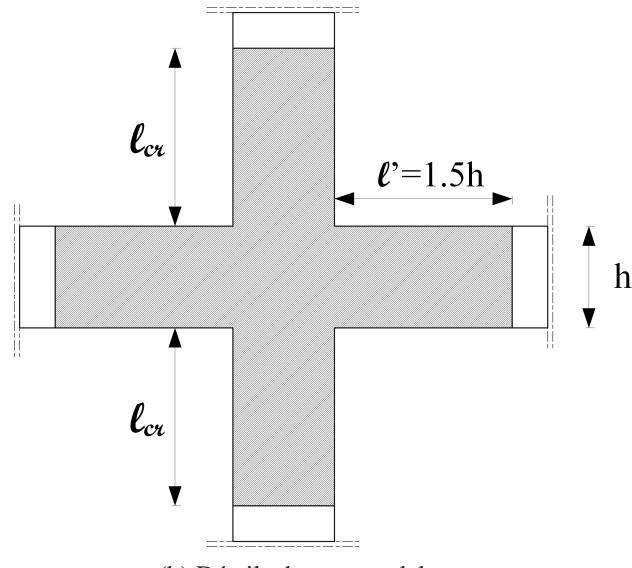
Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre, proprement dit, et les extrémités des éléments (poutres et poteaux) qui y concourent (cf. Figure (7.2)). Les longueurs à prendre en compte, pour chaque barre, sont données par Eqn. (7.2).

La longueur d'ancrage des armatures des poutres et des poteaux ancrées dans les noeuds poteaux-poutres doit être mesurée à partir d'un point de l'armature situé à une distance de $(5\phi_l)$ de la face du noeud, vers l'intérieur du noeud, pour prendre en compte l'extension de la zone plastifiée due aux déformations cycliques post-élastiques.



(a) Détails d'armatures longitudinales



(b) Détails de zone nodale

Figure 7.2: Détails d'armatures longitudinales et Détails de zone nodale

Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la forme :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a \cdot V_u)}{(h_1 \cdot f_e)} \quad (7.3)$$

avec:

- A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale
- V_u : effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant; il est pris égal à 2.50, si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire.
- t : espacement des armatures transversales (cf. Figure (7.5)) dont la valeur est déterminée par Eqn. (7.3). Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:
 - dans la zone nodale (zone critique):

$$\begin{cases} t \leq \text{Min}(10.\phi_l; 12.5 \text{ cm}) : \text{en zones I, II et III} \\ t \leq \text{min}(b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

avec:

* b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

* ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

- dans la zone courante :

$$\begin{cases} t' \leq 15\phi_l : \text{en zones I, II et III} \\ t' \leq \text{Min}(b_1/2; h_1/2; 10\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

où: ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{l_f b_1}$) en % est donnée comme suit:

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

où: λ_g est l'élancement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad (7.4)$$

avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée;
 l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° , ayant une longueur droite de (10 ϕ_l) minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

7.4.3 Vérification spécifiques

Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante :

$$(v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}) \leq 0.35 \quad (7.5)$$

Les symboles ont les mêmes significations qu'en § 7.1.3.

Commentaire : La limitation, cf. Eqn. (7.5), a pour objectif, à défaut d'empêcher la rupture d'une section critique d'un poteau (généralement soumis à une flexion composée), de la retarder ou, au cas où elle se produit, de faire en sorte qu'elle se manifeste, le plus souvent sous forme de rupture ductile, c'est-à-dire par rupture des aciers tendus (suite à leur allongement dans le palier plastique), préalablement à l'atteinte de la résistance ultime du béton comprimé. La disposition d'armatures transversales rapprochées, dans la zone critique concernée qu'elles confinent, contribue également à l'atteinte de cet objectif.

Sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, τ_{bu} , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite, $\bar{\tau}_{bu}$:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad (7.6)$$

où: ρ_d est égal à 0.075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5; il est égal à 0.04, dans le cas contraire.

Dans le cas de remplissage en maçonnerie, ne régnant pas sur toute la hauteur d'un poteau (présence d'ouvertures en vasistas par exemple), la hauteur de calcul de l'élancement géométrique sera celle de l'ouverture.

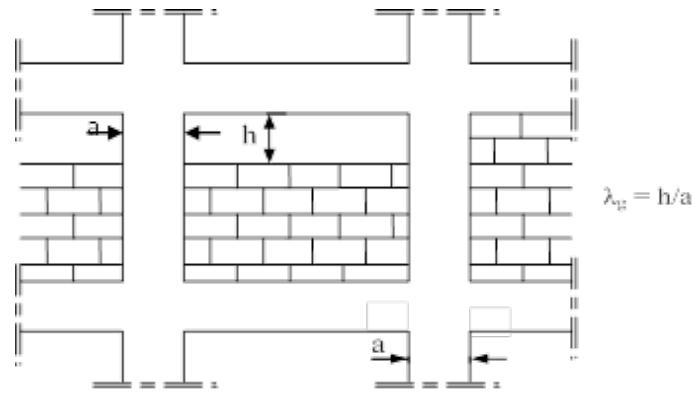


Figure 7.3: Cas de constitution de poteau court, par hauteur insuffisante de la maçonnerie de remplissage

Il y a lieu de noter que cette partie de poteau de hauteur h , considérée comme poteau court si $\lambda_g < 5$, doit être confinée par des armatures transversales calculées avec Eqn. (7.3) ou déduites des minima donnés au § 7.4.2.

Dans Eqn. (7.3), il y a lieu de bien veiller à ce que l'effort, V_u , sollicitant le poteau court, ait bien été calculé en considérant la grande raideur de ce dernier par rapport aux autres poteaux d'étage de hauteur "normale".

Les poteaux courts, d'une manière générale, amènent à de graves désordres à l'occasion de séismes, même modérés. Si leur usage ne peut-être évité, il est recommandé que des contreventements par voiles ou palées prennent l'essentiel de l'effort horizontal.

7.5 Spécifications pour les poutres

7.5.1 Coffrage

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (cf. Figure (7.4)):

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} : \text{en zones I, II et III} \\ b \geq 25 \text{ cm} : \text{en zones IV, V et VI} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \\ b_{max} \leq (1.5h + b_1) \end{array} \right.$$

où: h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

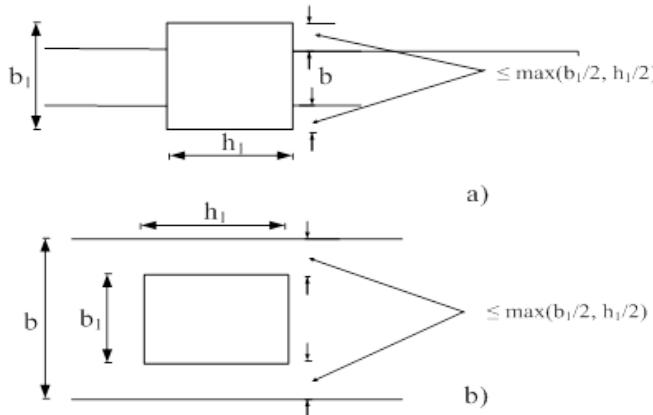


Figure 7.4: Dimension à respecter pour les poutres

7.5.2 Ferrailage

Exigences de ductilité pour la zone critique

Les zones d'une poutre qui s'étendent sur une distance ($l_{cr} = 1.5h$) depuis la section transversale d'extrémité où la poutre est connectée à un nœud poteau-poutre, ainsi que de part et d'autre de toute autre section transversale susceptible de plastification dans la situation sismique de calcul, doivent être considérées comme des zones critiques, h étant la hauteur de la poutre.

Dans les poutres supportant des éléments verticaux discontinus (interrompus), il convient de considérer les zones s'étendant sur une distance de ($2.h$) de chaque côté de l'élément vertical supporté comme des zones critiques.

Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

avec:

- Au moins deux barres d'acières longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 14 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre ;
- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.

Les poutres, supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement, par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- (50ϕ) en zones I, II et III
- (60ϕ) en zones IV, V et VI

L'ancrage des armatures longitudinales, supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle, doit être effectué conformément à la Figure (7.5) avec des crochets à 90° . Cette même figure illustre les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

Armatures transversales

Le diamètre ϕ_t des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

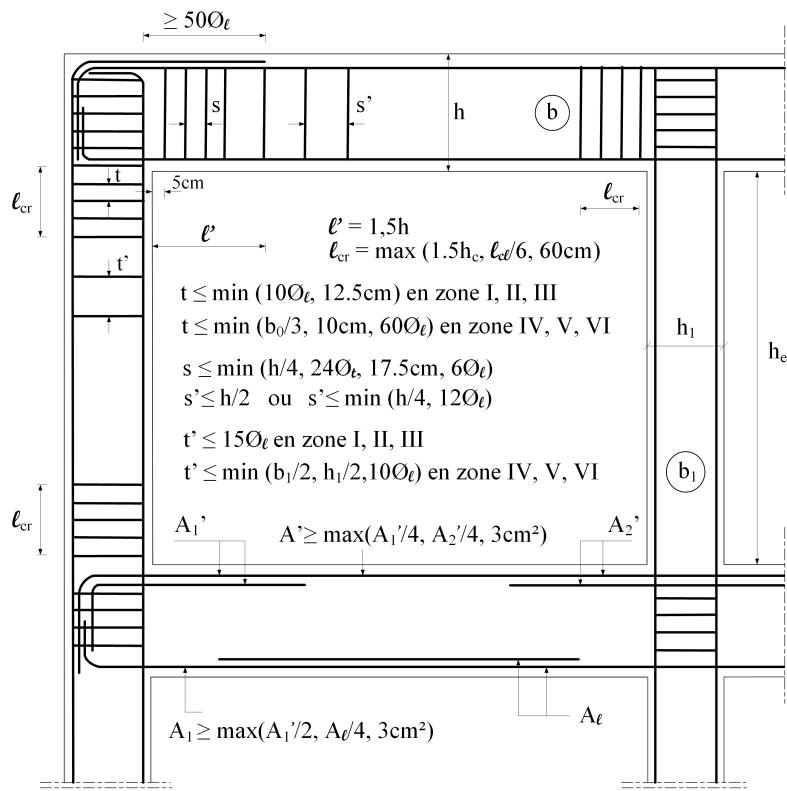
$$A_t = (0.003).s.b \quad (7.7)$$

L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques:
 $s = \min(h/4; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l)$ avec:
 - h : hauteur de la poutre
 - ϕ_t : diamètre des armatures de confinement
 - ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales
- En dehors de la zone critique:
 $s' \leq h/2$
 avec :
 $s' = \min(h/4; 12\phi_l)$ si les armatures comprimées sont nécessaires

ϕ_l : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.



ℓ_c : longueur libre

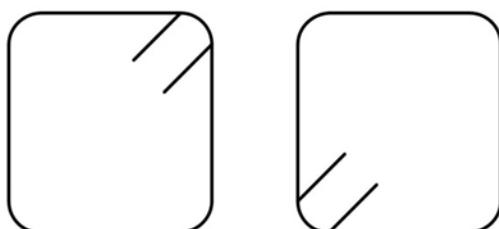
ℓ_{cr} : longueur critique

h_c : plus grande dimension de la section transversale du poteau

ℓ : longueur critique de la poutre

b_0 : dimension minimal du noyau béton

(a) Détail d'un cours d'armatures transversales de la aone nodale



(b) Deux cadres fermés (avec alternance dans l'orientation)

Figure 7.5: Spécifications pour les noeuds poteaux-poutres

7.6 Spécifications pour les noeuds poteaux-poutres

7.6.1 Dispositions constructives

Les dispositions constructives, données au § 7.4 pour les poteaux et au § 7.5 pour les poutres, et telles que reprises, en particulier sur la Figure (7.5), doivent être respectées pour leurs parties communes que sont les noeuds afin d'assurer un minimum requis de confinement pour préserver au maximum l'intégrité de ces derniers et permettre, au reste de la structure, de déployer ses capacités

de dissipation d'énergie.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé, des U d'un cadre, soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm, entre deux cadres, et au minimum trois cadres par nœud.

7.6.2 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissants

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

Pour respecter cette exigence dans les bâtiments à ossatures, y compris les systèmes équivalents à des ossatures avec au moins deux niveaux, la somme des moments résistants ultimes, des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud, est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues, des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses, majorée d'un coefficient de 1.30 (cf. Eqn. (7.8)). Cette condition est satisfaite à tous les nœuds de poutres primaires ou secondaires avec des poteaux (cf. Figure (7.6)).

Il y a lieu de noter que cette exigence ne s'applique pas au dernier niveau de bâtiments à plusieurs étages.

$$\left\{ \begin{array}{l} |M_{Rcn}| + |M_{Rcs}| \geq 1.30(|M_{Rbw}| + |M_{Rbe}|) \\ |M'_{Rcn}| + |M'_{Rcs}| \geq 1.30(|M'_{Rbw}| + |M'_{Rbe}|) \end{array} \right. \quad (7.8)$$

Eqn. (7.8) ne s'applique pas aux portiques contreventés par des voiles (système 6)

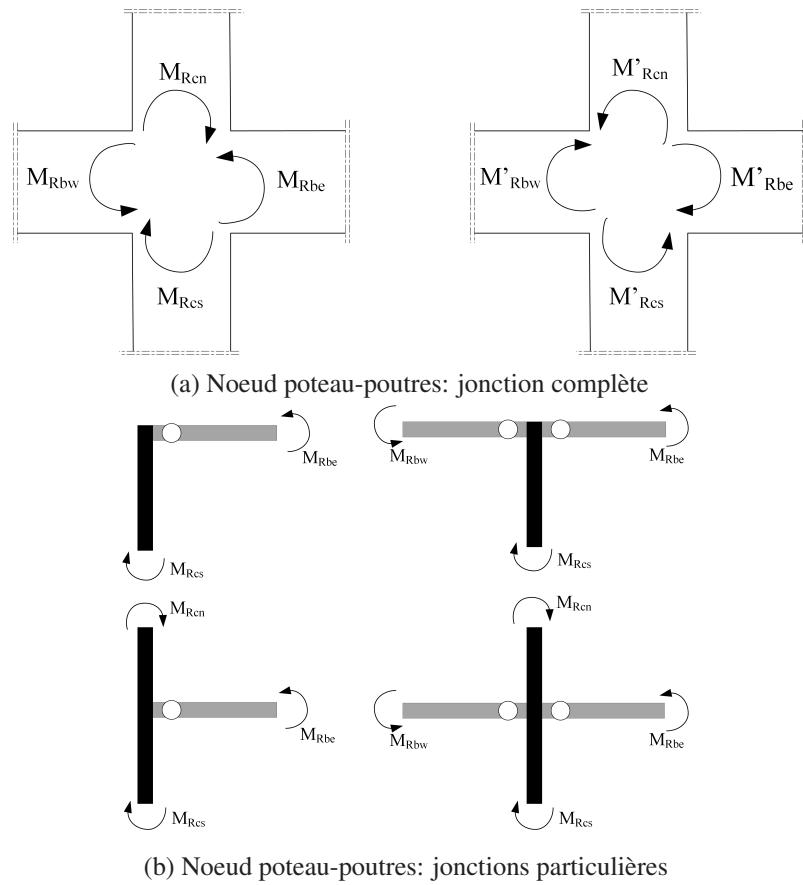


Figure 7.6: Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

7.7 Voiles de contreventement

7.7.1 Coffrages

Sont considérés et pris en compte comme voiles de contreventement, au sens du présent document technique réglementaire, les éléments de contreventement satisfaisant la condition exprimée par Eqn. (7.9), cf. Figure (7.7) :

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1 \text{ m}\right) \quad (7.9)$$

où: \$l_w\$ représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

L'épaisseur minimale (\$b_w\$) doit respecter la condition suivante : \$b_w \geq \max(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20})\$

Par ailleurs, en plus des résultats donnés par les calculs de dimensionnement, ou de vérification requis, et pour des considérations de stabilité de forme (non flambement), l'épaisseur doit être déterminée en fonction de \$h_e\$, la hauteur libre du niveau, et des conditions de rigidité aux extrémités, cf. Figure (7.8).

Pour les calculs de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des voiles perpendiculaires. La longueur du voile, prise en compte de chaque côté, devrait être la plus petite des valeurs indiquées par Figure (7.9).

Commentaire : Les dispositions des coffrages, énoncées au § 7.7.1, permettent d'éviter les vérifications de stabilité au voilement (flambement latéral) des voiles de contreventement.

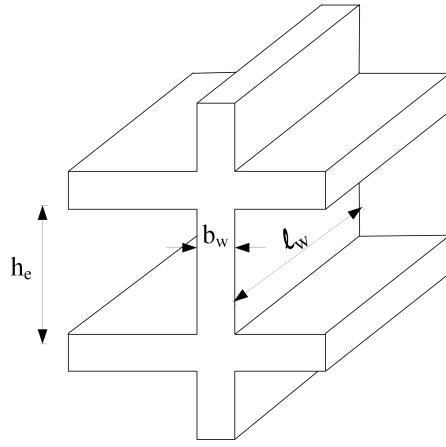


Figure 7.7: Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres

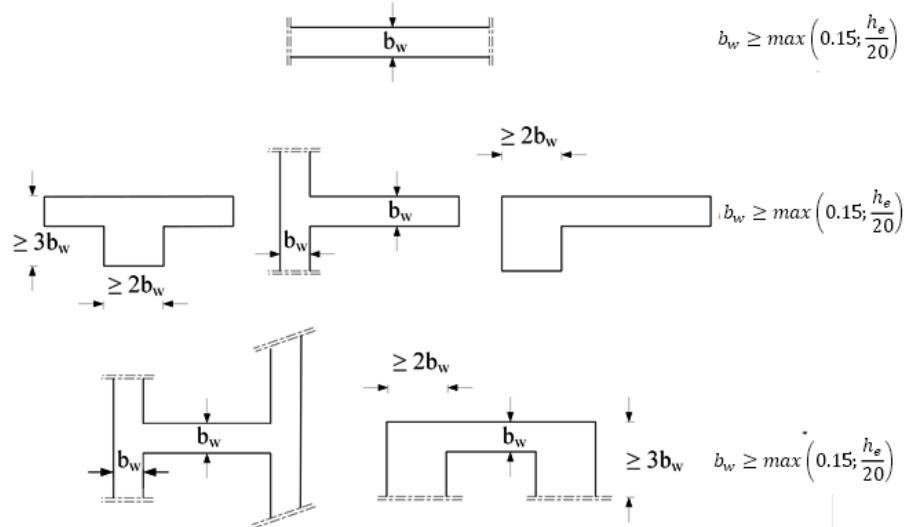


Figure 7.8: Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

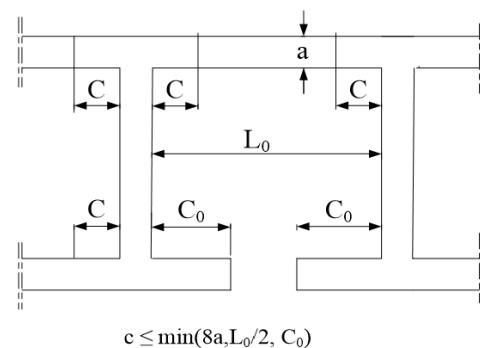


Figure 7.9: Prise en compte des voiles de retour

Il convient d'éviter les ouvertures non organisées, disposées de manière irrégulière dans les voiles, à moins que leur influence ne soit négligeable ou prise en compte dans l'analyse, le dimensionnement et les dispositions constructives.

7.7.2 Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

En addition aux spécifications du § 7.3, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon Eqns.(7.10) & (7.11):

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28} \quad (7.10)$$

où:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad (7.11)$$

avec:

- $\bar{V} = 1.4 V_{u,calcul}$
- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute

7.7.3 Ferrailages des linteaux

Premier cas : $\tau_b \leq (0.06 f_{c28})$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts M et V.

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- des aciers transversaux (A_t)
- des aciers en partie courante (acières de peau) (A_c)

a) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par Eqn. (7.12):

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e} \quad (7.12)$$

avec : $z = h - 2d'$

où:

- h : hauteur totale de la section du linteau
- d' : distance d'enrobage
- M : moment dû à l'effort tranchant (\bar{V}) avec $\bar{V} = 1.4 V_{u,calcul}$

b) Aciers transversaux :

(a) Premier sous- cas : linteaux longs ($[\lambda_g = \frac{l}{h}] > 1$)

On doit vérifier :

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\bar{V}} \quad (7.13)$$

avec : $z = h - 2d'$

où:

- s : espacement des cours d'armatures transversales
- A_t : section d'un cours d'armatures transversales
- \bar{V} : effort tranchant, dans la section considérée, égal à $(1.4 V_{u,calcul})$
- l : portée du linteau

(b) Deuxième sous- cas : linteaux courts ($[\lambda_g = \frac{l}{h}] \leq 1$)

On doit vérifier :

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e} \quad (7.14)$$

avec:

$$V_l = \frac{|M_{ci} + M_{cj}|}{J_{ij}} \quad (7.15)$$

où:

- $V_2 = 2 \cdot V_{u,calcul}$
- $V = \min(V_1, V_2)$

et:

- M_{ci} et M_{cj} : moments « résistants ultimes » des sections d'about, à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} , et calculés par :

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

avec : $z = h - 2d'$, (cf. Figure (7.10))

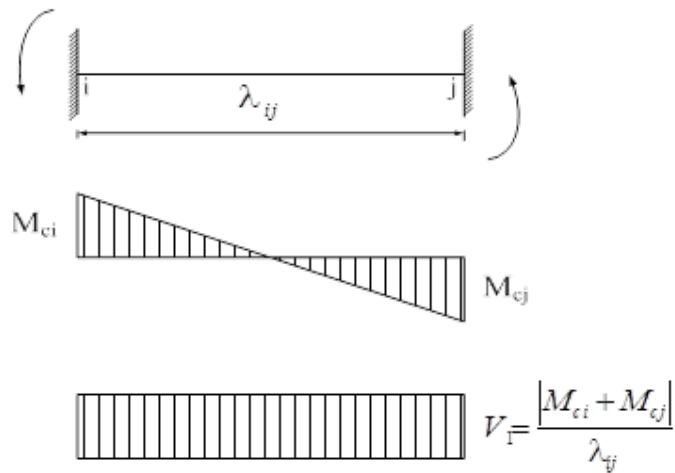


Figure 7.10: Effort tranchant et moment dans le linteau

Deuxième cas : $\tau_b > (0.06 f_{c28})$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris par des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales, de section A_D , à disposer obligatoirement (cf. Figure (7.11)).

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin(\alpha)} \quad (7.16)$$

avec:

-

$$\tan(\alpha) = \frac{h - 2d'}{l} : \text{(cf. Figure (7.12))}$$

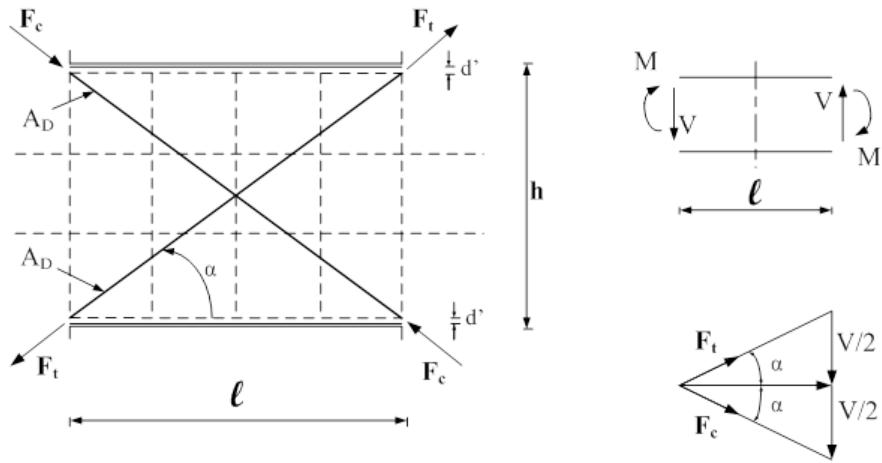


Figure 7.11: Efforts dans les bielles du linteau

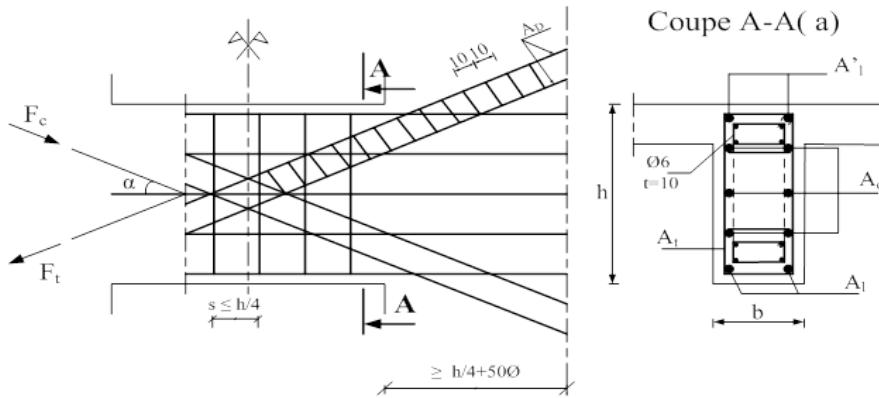


Figure 7.12: Armatures de linteaux

- $V = V_{calcul}$ (sans majoration).

$$\text{Armatures de linteaux} \left\{ \begin{array}{l} A_l, A'_l \geq 0.0015bh \\ A_c \geq 0.0020bh \\ A_D \left\{ \begin{array}{l} \geq 0.0015bh : \text{si } \tau_b > 0.06f_{c28} \\ = 0 : \text{si } \tau_b \leq 0.06f_{c28} \end{array} \right. \\ A_t \left\{ \begin{array}{l} \geq 0.0015bs : \text{si } \tau_b \leq 0.025f_{c28} \\ \geq 0.0025bs : \text{si } \tau_b > 0.025f_{c28} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Ferraillage minimal (cf. figure (7.12))

a) Aciers longitudinaux :

$$(A_l, A'_l) \geq 0.0025b.h \quad (7.17)$$

b) **Armatures transversales :**

- pour $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$:

$$A_t \geq 0.0015 b s \quad (7.18)$$

- pour $\tau_b > 0.025 f_{c28}$:

$$A_t > 0.0025 b s \quad (7.19)$$

c) **Armatures en section courante (armatures de peau):** Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

7.7.4 Ferrailages des voiles et des trumeaux

Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription d'Egn. (7.22).

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées au § 7.7.1, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles de béton armé en vigueur.

Pour les voiles élancés ($(h_w/l_w) > 2.0$), le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (cf. Figure (7.13)).

Pour les voiles courts ($(h_w/l_w) \leq 2.0$), il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissants, résultant du calcul de structure.

Commentaire: L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

- la première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

Le diagramme du moment fléchissant, pour les systèmes à contreventement mixte, peut éventuellement être négatif dans les étages supérieurs (cf. Figure (7.13)).

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit (cf. Figure (7.13)) :

$$h_{cr} = \max(l_w, \frac{h_w}{6}) \quad (7.20)$$

et:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e: \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e: \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} \quad (7.21)$$

avec: h_e est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats.

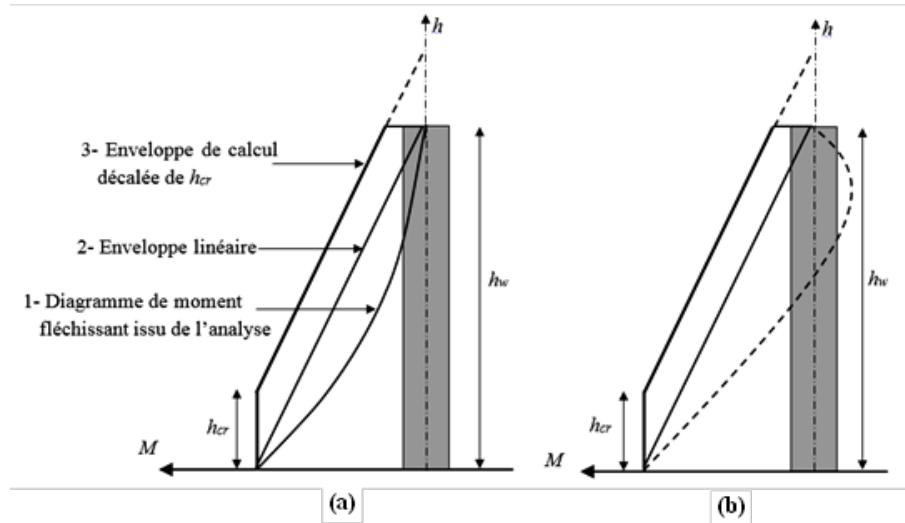


Figure 7.13: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

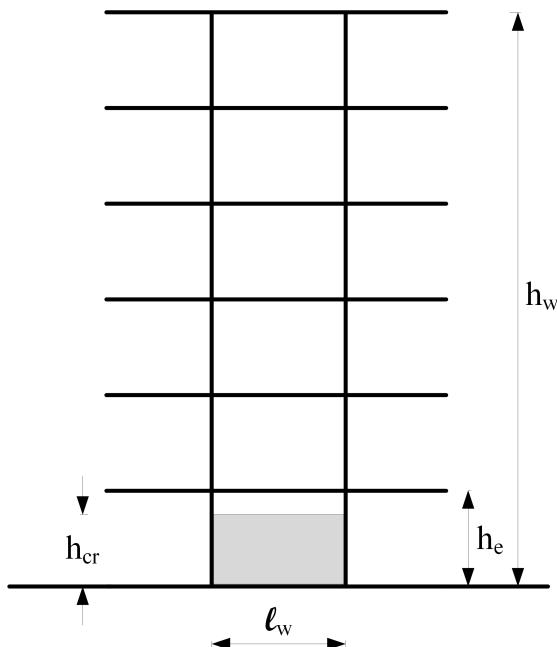


Figure 7.14: Zone critique à la base du voile

Pour les systèmes à contreventement mixte, contenant des voiles élancés, l'enveloppe de calcul modifiée, pour les efforts tranchants, est donnée par la figure 7.15.

Commentaire:

L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts tranchants est construite en trois étapes :

- *La première étape consiste à amplifier le diagramme initial de 40%.*
- *La deuxième étape consiste à maintenir la courbe amplifiée de la base du voile jusqu'à une hauteur égale à ($h_w/3$).*
- *La troisième étape consiste en une enveloppe linéaire entre ($h_w/3$) et le sommet du voile.*

L'enveloppe de calcul modifiée pour les efforts tranchants est valable uniquement pour les systèmes à contreventement mixte. Cette modification est faite pour de tenir compte des incertitudes

dues aux modes supérieurs.

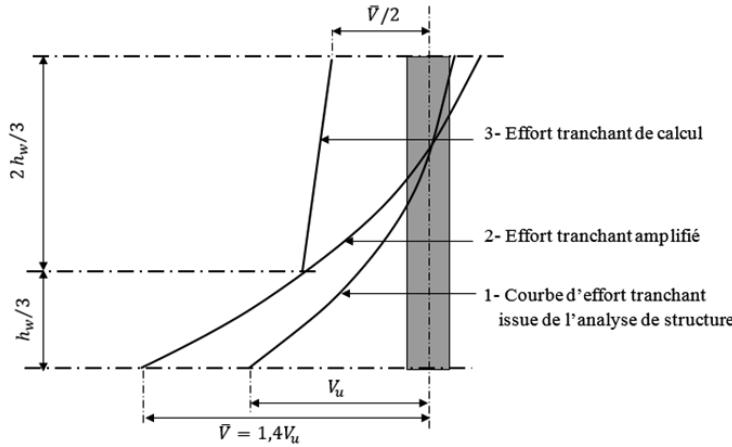


Figure 7.15: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte

Commentaire:

Il convient de considérer des sections de voiles composées de parties rectangulaires liées entre elles ou s'intersectant (sections en L, T, U, I ou similaires) comme des sections uniques composées d'une ou de plusieurs âmes parallèles à la direction de l'effort tranchant sismique agissant et d'un ou de plusieurs raidisseurs perpendiculaires.

Pour le calcul de la résistance à la flexion, il convient de prendre en compte la largeur participante de membrure raidisseuse de part et d'autre de chaque âme, s'étendant à partir de la face de l'âme de la valeur minimale de :

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

Exigences de ductilité pour la zone critique

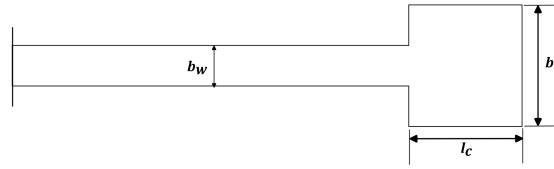
Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$(v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}) \leq 0.40 \quad (7.22)$$

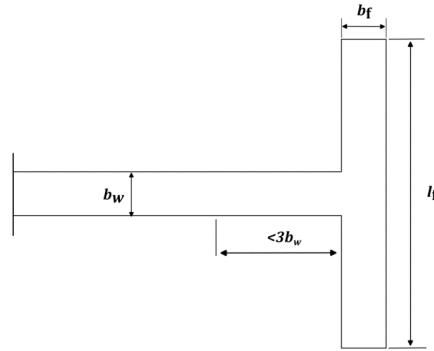
Ces limites sont à respecter dans les vérifications sous combinaisons sismiques réglementaires. Les symboles ont les mêmes significations qu'au § 7.1.3.

Commentaire : La limitation, exprimée par Eqn. (7.22), a pour objectif, à défaut d'empêcher la rupture d'une section critique d'un voile (généralement soumis à une flexion composée), de la retarder ou, au cas où elle se produit, de faire en sorte qu'elle se manifeste, le plus souvent sous forme de rupture ductile, c'est-à-dire par rupture des aciers tendus (suite à leur allongement dans le palier plastique), préalablement à l'atteinte de la résistance ultime du béton comprimé. La disposition d'armatures transversales rapprochées, dans la zone critique concernée qu'elles

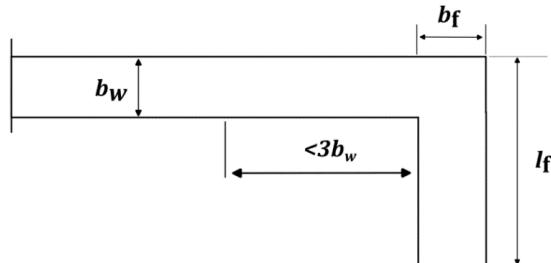
confinent, contribue également à l'atteinte de cet objectif.



(a) Epaisseur minimale des éléments de rive confinés



(b) Configuration de l'extrémité du voile en contact avec membrure raidisseuse transversale importante



(c) Configuration de l'extrémité du voile en contact avec membrure raidisseuse transversale importante

Figure 7.16: Eléments de rives

Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur, l_c , mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$ (cf. Figure (7.16)). Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au voile. La longueur de l'élément de rive doit respecter :

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w) \quad (7.23)$$

avec:

- l_w : longueur du voile
- b_w : largeur de l'âme du voile

L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

$$b_c \geq \max(20 \text{ cm}; \frac{h_e}{20}) \quad (7.24)$$

Si le voile est relié à une membrure raidisseuse d'une épaisseur ($b_f \geq h_e/15$) et d'une longueur ($l_f \geq h_e/5$) et si l'élément de rive confiné doit être prolongé au-delà de la membrure dans l'âme sur une longueur supplémentaire allant jusqu'à ($3b_w$) , alors l'épaisseur de l'élément de rive confine b_c reste égale à b_w .

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, χ_u , doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

$$\chi_u = (\nu_d + \omega_v) \frac{h_c \cdot b_c}{b_0} \quad (7.25)$$

$$\nu_d = \frac{N_d}{h_c \cdot b_c \cdot f_{cd}} \quad (7.26)$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{h_c \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (7.27)$$

avec:

- ν_d : effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire
- h_c : longueur de la partie confinée
- b_c : largeur de la partie confinée égale à b_w dans le cas d'une section rectangulaire
- b_w : largeur du voile
- ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes
- A_{sv} : section de ferraillage correspondant à la section du voile ($h_c \cdot b_w$)
- f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier
- f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression

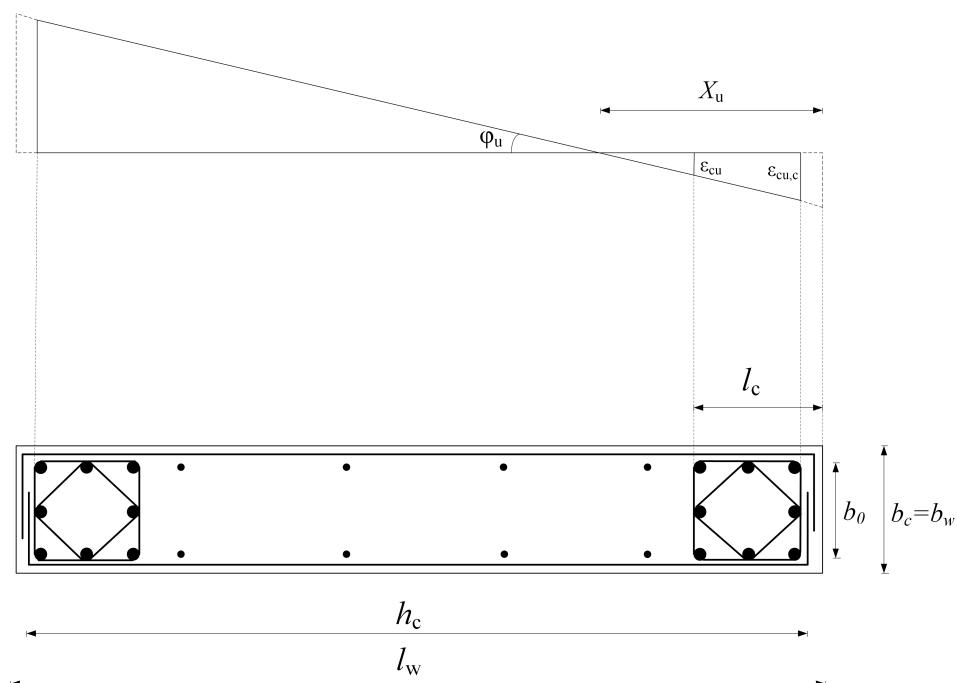


Figure 7.17: Eléments de rive pour les voiles

Les barres verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingle horizontales dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(b_c/2, 20 \text{ cm}, 8.\phi_l) \quad (7.28)$$

avec: ϕ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive.

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0.09s_t.b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (7.29)$$

$$A_t \geq 0.3s_t.b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (7.30)$$

où :

- b_0 représente l'épaisseur confinée de l'élément de rive
- (A_g/A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

Au-dessus de la zone critique, et en respectant la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen, en appliquant les règles de béton armé en vigueur.

Il convient, en outre, de prévoir des éléments de rive sur un niveau supplémentaire, avec au moins la moitié des armatures de confinement requises dans la zone critique.

Aciers verticaux

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingle espacées d'environ 500 mm.

Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme.

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire Eqn. (7.31):

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e} \quad (7.31)$$

avec:

- \bar{V} : effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4V_{u,calcul}$
- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

Règles communes

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1.5b_w, 25\text{cm}) \quad (7.32)$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle/m².

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($\frac{b_w}{10}$).

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $60\phi_l$ pour les barres situées dans les zones IV, V et VI ;
- $50\phi_l$ pour les barres situées dans les zones I, II et III.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{V}}{f_e} \right) \quad (7.33)$$

avec: $\bar{V} = 1.4V_{u,calcul}$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. (7.33) et celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancre de ($50\phi_l$).

7.8 Jonction d'armatures

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 voiles, si le fonctionnement de ces dispositifs est validé par des essais appropriés en conformité aux normes d'essais portant sur les dispositifs de raboutage mécanique des barres.

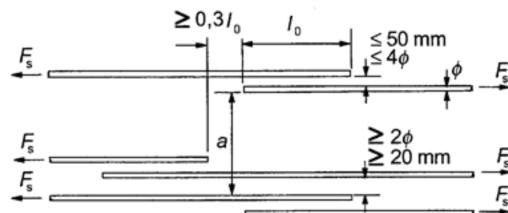


Figure 7.18: Recouvrements voisins

avec:

- l_0 : longueur minimale de recouvrement
- a : distance entre barres
- ϕ : diamètre de la barre tendue

Les recouvrements des barres doivent respecter les dispositions de la figure (7.18), et ne doivent pas être disposées dans des zones fortement sollicitées (rotules plastiques, par exemple).

7.9 Dispositions propres aux dalles et aux diaphragmes

Il doit exister un chaînage périphérique continu (cf. Figure (7.17)), d'au moins 3cm^2 de section d'acier et un chaînage, au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher, de section minimale, égale 1.5cm^2 , et respectant la règle de:

- $(0.28L)$ dans le cas de contreventement par voile
- $(0.50L)$ dans le cas de contreventement par portiques

avec:

L (unité: m) : largeur chaînée.

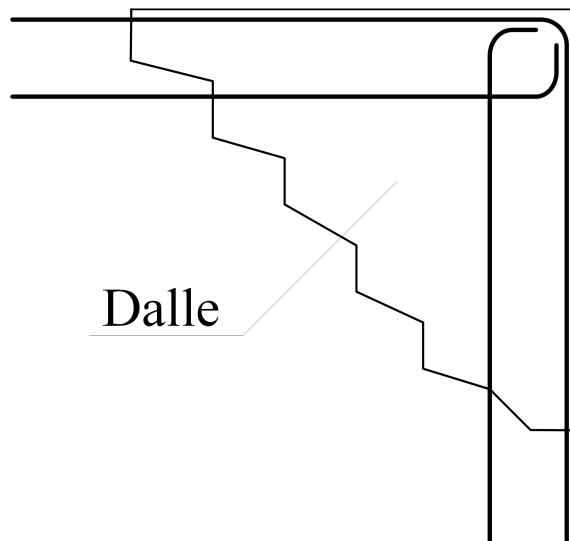


Figure 7.19: Chainages des dalles et des diaphragmes