

CHAPITRE 4

DISPOSITIONS RÉGLEMENTAIRES RELATIVES AUX POTEAUX ET POUTRES

4.1 LES COMBINAISONS DES ACTIONS (CBA 93 ET RPA 2024)

4.2 DISPOSITIONS RÉGLEMENTAIRES RELATIVES AUX POTEAUX

4.3 DISPOSITIONS RÉGLEMENTAIRES RELATIVES AUX POUTRES

4.1 LES COMBINAISONS DES ACTIONS (BAEL ET RPA 2024)

Dimensionnement des Portiques : Pour le calcul et les dimensions minimales, le **RPA 2024** et le **CBA93** Algériens sont à respecter. Notamment :

- **Diagramme contraintes – déformations :** Les diagrammes contraintes déformations à considérer sont ceux des règles algériennes C.B.A.
- **Coefficients de sécurité partiels :** On vérifie que les sollicitations accidentelles agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients de sécurité partiels suivants :

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 ces bâtiments à implanter en toute zone sismique autre que la zone 0. les valeurs des modules d'élasticité doivent être conformes à celles 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 %.

Diagrammes contraintes-déformations : les diagrammes 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 (**RPA 2024**) :

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

COMBINAISONS D'ACTIONS :

Les combinaisons des actions du CBA 93 et du RPA 2024 sont à respecter. En tenant compte des cas de charges, nous avons principalement les combinaisons suivantes :

CBA 93 :

- G + Q (ELS)
1,35 G + 1,5 Q (ELU)

RPA 2024 : Extraits du RPA

Au sens du principe de calcul aux états limites, l'action sismique est considérée, du fait de sa brève durée d'application, comme une action accidentelle. L'action sismique est caractérisée par trois composantes qui agissent simultanément :

- ◆ Deux composantes horizontales, E_x et E_y , agissant suivant deux directions orthogonales dans le plan de la structure ;
- ◆ Une composante verticale, E_z , qui agit suivant l'axe vertical de la structure (pour plus de précision le RPA 2024 est à consulter).

Composantes horizontales de l'action sismique :

Les composantes de l'action sismique, E_x et E_y , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse. Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables par le biais des équations (5.1) & (5.2).

$$\begin{aligned} & G + \psi \cdot Q + E_1 \\ & G + \psi \cdot Q + E_2 \quad (5.1) \end{aligned}$$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées.

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.2) du RPA 2024.

$$\begin{aligned} & E_1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \\ & E_2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y \quad (5.2) \end{aligned}$$

Cas	Type d'ouvrage	ψ
-----	----------------	--------

1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
2a	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout,	0.30
2b	- Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Table (4.2) du RPA 2024: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i

4.2 DISPOSITIONS RÉGLEMENTAIRES RELATIVES AUX POTEAUX

Dans le cas de portiques autostables, les poteaux sont sollicités en flexion composée déviée.

La ruine des éléments structuraux verticaux d'un bâtiment a obligatoirement des conséquences catastrophiques, car elle entraîne la chute d'un étage, qui provoque à son tour souvent l'effondrement total de la structure. Il est donc fondamental d'éviter à tout prix la ruine des éléments structuraux verticaux pour des raisons de sécurité. Ceux-ci sont hélas potentiellement le siège de plusieurs modes de ruine avec une faible ductilité :

- flambement ;
- écrasement (peu ductile en béton armé) ;
- cisaillement alterné (fragile en béton armé).

De plus, si les éléments structuraux verticaux sont soumis à des flexions **M** combinées à de la traction ou de la compression **N**, leur moment de flexion résistant est :

- peut perdre tout caractère de moment « plastique » ductile, en particulier dans le cas du béton armé car la capacité de raccourcissement de ce matériau dans le domaine plastique est très faible et sa ruine en compression est fragile.
- peut être fortement réduit par rapport à une situation de pure flexion.

On constate que :

- le moment plastique est peu affecté si **N/Nplastique**, est inférieur à 0,35 (pour un axe fort) ou 0,5 (pour un axe faible) ;
- le moment plastique chute alors de façon pratiquement linéaire jusqu'à 0 au delà de ces deux valeurs ;
- l'influence sur la résistance en flexion dépend fortement du signe de l'effort axial ;
- la chute de résistance en flexion est dramatique en présence de traction.

En cas de fort tremblement de terre, il est fréquent que le moment de renversement appliqué par le séisme au bâtiment combiné à la composante verticale du séisme mette des poteaux en traction, malgré la combinaison des effets sismiques à la sollicitation gravitaire.

Dans les structures en portique en béton armé, cette situation engendre de façon transitoire une perte de raideur des poteaux tendus et une sollicitation en flexion excessive des poteaux comprimés. Ces deux phénomènes sont catastrophiques. Bien sûr, ces effets sont pris en compte au moment du projet, mais les incertitudes sur le niveau d'action ne sont pas couvertes par une réserve de ductilité. C'est ce qui a mené à la rédaction des spécifications suivantes du PPA :

Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par la réglementation et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal réduit (de compression) de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35$$

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_{c28} : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Sollicitations tangentes :

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

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur où égal à 5, et 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 (voir figure 7.3 du RPA 2024).

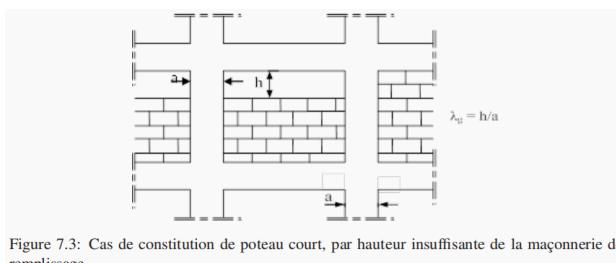


Figure 7.3: Cas de constitution de poteau court, par hauteur insuffisante de la maçonnerie de remplissage

Il y a lieu de noter que cette partie de poteau de hauteur h , considérée comme poteau court si $\lambda_g < 5$, doit être

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 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.

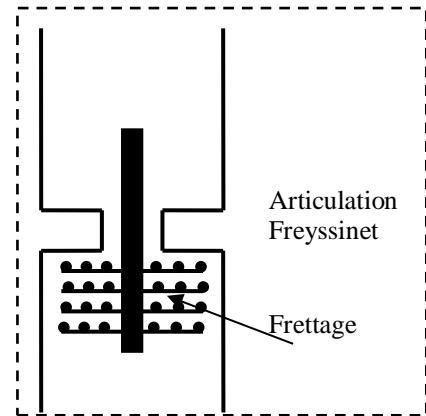
confinée par des armatures transversales calculées avec l'équation :

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

4.2.1 DIMENSIONS ET FORMES DES POTEAUX :

Les poteaux sont en principe de forme quelconque : carré, rectangulaire, hexagonale, octogonale, polygonale, en T, en I, en caisson ou tout simplement adapté à l'espace disponible. La forme carrée, la plus usuelle est la plus économique car elle nécessite un moindre coffrage, ainsi que la forme rectangulaire qui permet d'augmenter l'inertie dans le sens voulu. Les dimensions des poteaux doivent évidemment être en rapport avec les charges à supporter. Par souci économique, il est préférable de dimensionner largement, car il coûte moins cher de faire supporter les charges par le béton que par l'acier sauf cas exceptionnel (**pas toujours évident voir RPA**). Les poteaux sont la plus part du temps encastrés, mais on

peut être amené à réaliser des poteaux articulés à une ou deux extrémités.

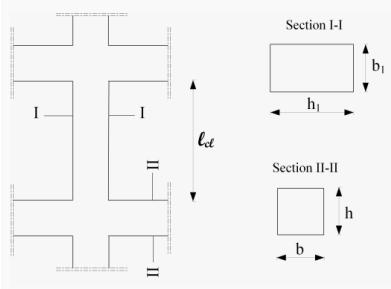


EXTRAITS DU RPA2024

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes.

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

COFFRAGE DES POTEAUX :



Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min $(b_I, h_I) \geq 25\text{cm}$: en zones I, II et III
- Min $(b_I, h_I) \geq 30\text{ cm}$: en zone IV, V et VI

- Min $(b_I, h_I) \geq h_e/20$: quelle que soit la zone

$1/4 < b_I/h_I < 4$: quelle que soit la zone

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

$D \geq 25\text{cm}$: en zone I et II

$D \geq 30\text{cm}$: en zone III

$D \geq 35\text{cm}$: en zone IV, V et VI

$D \geq h_e/15$: quelle que soit la zone

4.2.2 FERRAILLAGE

Exigence de ductilité pour la zone critique :

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

Où ;

- $l_{cr} = \max(1.5h_c, l_{cl}/6, 60\text{ cm})$
- h_c (en cm) : la plus grande dimension de la section transversale du poteau
- l_{cl} (en 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.

Les armatures longitudinales :

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

* leur pourcentage **minimal** sera de :

- 0,8% en zone I et II
- 0,9% en zone III
- 1,0% en zone IV, V, VI

* Leur pourcentage **maximal** sera de

- 4% en zone courante
- 8% en zone de recouvrement

* Le diamètre minimum est de 12mm

* La longueur minimale des recouvrements est de:

- 50 ϕ en zone I, II et III
- 60 ϕ en zone IV, V et VI

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 20 cm en zone I, II et III
- 15 cm en zone 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 poteaux-poutres (voir figure suivante -figure 7.2 du RPA 2024-).

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 nodule est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent (voir figure suivante -figure 7.2 du RPA 2024-).

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 $(5\phi l)$ de la face du nœud, vers l'intérieur du nœud, pour prendre en compte l'extension de la zone plastifiée due aux déformations cycliques post-élastiques.

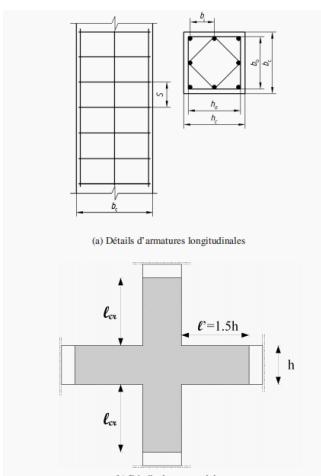


Figure 7.2: Détails d'armatures longitudinales et Détails de zone nodule

Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale
- V_u est l'effort tranchant de calcul
- h_1 hauteur totale de la section brute
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a est un 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 à 3,75 dans le cas contraire.
- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule.

Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

* dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10\mathcal{O}_l, 12,5\text{cm}) \text{ en zone I, II et III}$$

$$t \leq \text{Min} (b_0/3, 10 \text{ cm}, 60\mathcal{O}_l) : \text{en zone IV, V et VI}$$

Avec :

- b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement),
- \mathcal{O}_l : diamètre minimal des barres longitudinales

* dans la zone courante :

$$t \leq 15\mathcal{O}_l \quad \text{en zone I, II et III}$$

$$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\mathcal{O}_l) \quad \text{en zone IV, V et VI}$$

Où \mathcal{O}_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité **d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en %** est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$:

λ_g est l'élancement géométrique du poteau :

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

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

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.

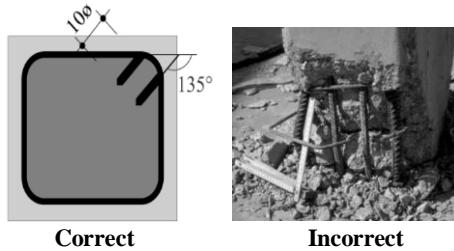
Il y a lieu de noter que cette partie de poteau de hauteur h considérée comme poteau court si $\lambda_g < 5$ doit être confinée par des armatures transversales calculées avec la formule $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$ ou déduites des minima donnés par le RPA 2024.

Dans la formule 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.

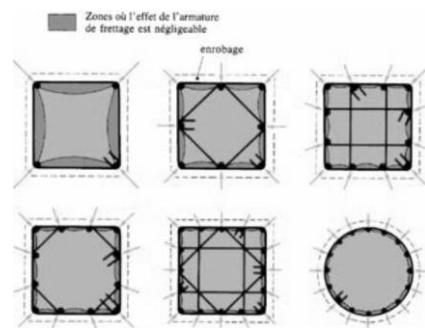
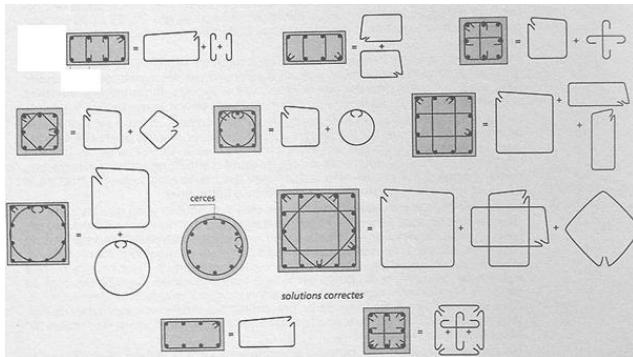
Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 \mathcal{O}_l minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\mathcal{O} cheminées > 12cm) 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 cercles droites individuelles (les cercles hélicoïdales continues sont interdites).



Confinement du béton par les armatures :



4.3 DISPOSITIONS RÈGLEMENTATION RELATIVES AUX POUTRES

Coffrage :

Les poutres intérieures sont généralement rectangulaires ou en T, plus hautes que larges.

On a intérêt à dimensionner les poutres en largeur en fonction des planches de coffrage existantes sur le marché. En ce qui concerne la hauteur, il sera plus économique de prévoir une poutre plutôt haute (moins de ferraillage, facile à bétonner et moins flexibles).

Pour un pré-dimensionnement :

Le plus souvent on prend :

$$\text{Hauteur poutre : } h_{poutre} = \left(\frac{1}{12} \text{ à } \frac{1}{15} \right) L \text{ et } h_{poutre} = \frac{1}{10} L \text{ si } Q \geq 500 \text{ daN/m}^2. \text{ (L = portée de la poutre)}$$

Largeur poutre : b_{poutre}

Les poutres sont à dimensionner en flexion simple (moment et effort tranchant) :

- ✓ En travée, sous l'effet des charges verticales seulement, on utilise alors les combinaisons du CBA 93.
- ✓ Sur appui, l'action sismique est à considérer, on utilise donc les combinaisons du RPA.

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : (voir figure 7.4 du RPA 2024)

- $b \geq 20\text{cm}$: en zones I, II et III ; $b \geq 25\text{ cm}$: en zones IV, V et VI
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$

- $b_{max} \leq 1,5h + b_1$
 h peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

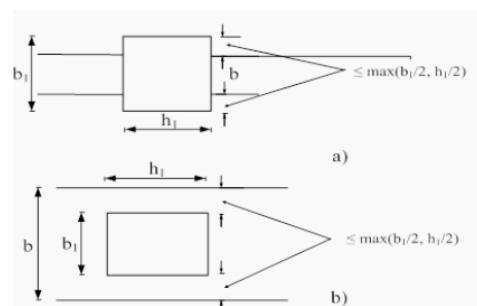


Figure 7.4: Dimension à respecter pour les poutres

Ferraillage :

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 $(2h)$ 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'aciers 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 :

- 50 ϕ en zone I, II et III
- 60 ϕ en zone 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 du RPA 2024, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte 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 :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

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

- Dans les zones critiques :

$$s = \min(h/4 ; 24 \phi_t ; 17.5 \text{ cm} ; 6\phi_t) \text{ avec :}$$

- h : hauteur de la poutre

- ϕ_t : diamètre des armatures de confinement

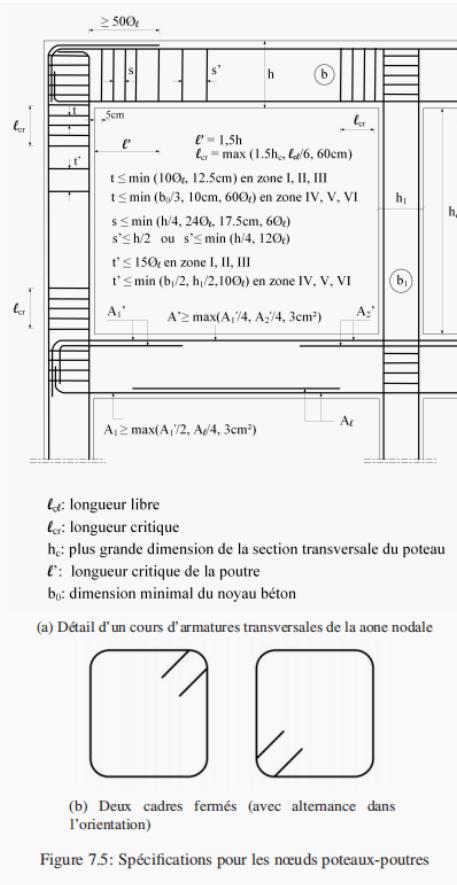
- ϕ_t : diamètre minimal des barres longitudinales

- En dehors de la zone critique : $s' \geq h/2$

Avec : $s' = \min(h/4 ; 12\phi_t)$ si les armatures comprimées sont nécessaires.

ϕ_t : le 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.



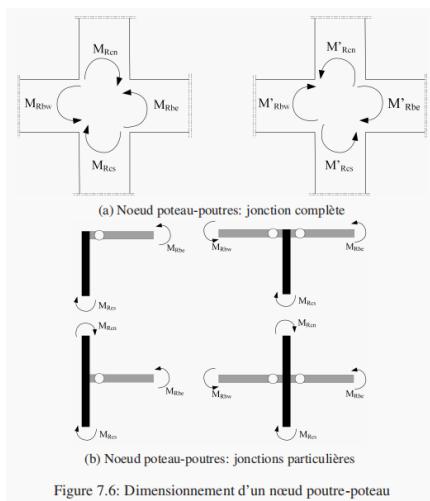
Dispositions constructives :

Les plans de ferraillage en zone sismique sont sensiblement différents de ceux des autres régions. Globalement, les barres ont des sections limitées, mais éventuellement un nombre plus important, et les cadres sont plus rapprochés sur certains endroits de la construction qu'on appelle des « zones critiques ». Ceci pour éviter la rupture « fragile » des éléments et la ruine totale en cas de secousses particulièrement violentes.

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.

Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres

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, des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses, majorée d'un coefficient de 1.30. cette condition est satisfaite à tous les nœuds de poutres primaires ou secondaires avec des poteaux (figure 7.6 du RPA 2024).

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

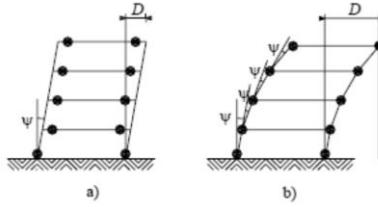
$$|M_{Rcn}| + |M_{Rcs}| \geq 1.30 (|M_{Rbw}| + |M_{Rbe}|) . |M'_{Rcn}| + |M'_{Rcs}| \geq 1.30 (|M'_{Rbw}| + |M'_{Rbe}|)$$

LE PRINCIPE « POTEAUX FORTS – POUTRES FAIBLES » POUR LA FORMATION DES ROTULES PLASTIQUES DANS LES POUTRES PLUTÔT QUE DANS LES COLONNES DES OSSATURES EN PORTIQUE (Créer les conditions d'un mécanisme plastique global) :

Dans les bâtiments dont l'ossature primaire est faite de portiques qu'on souhaite faire travailler dans le domaine plastique sous séisme, il est fondamental pour la sécurité de développer les déformations plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Plusieurs raisons justifient cette option :

- C'est une condition nécessaire pour former un mécanisme plastique d'ossature de type global impliquant la formation de nombreuses rotules plastiques ; la formation de zones plastiques dans les colonnes peut se limiter au seul niveau des premières rotules formées ;
- L'effet $P - \delta$ est moins important dans ce cas ;
- Les planchers et les poutres même fortement endommagés ne s'effondrent pas individuellement, ils restent suspendus par les armatures ou les parties restantes des assemblages, alors que les dégâts aux poteaux entraînent facilement un effondrement d'ensemble ;
- La ductilité est plus facilement réalisable dans des éléments purement fléchis.



a) *L'objectif de projet "poutres faibles – poteaux forts"*

b) *Les rotules plastiques dans les poteaux entraînent des effets du second ordre plus importants.*

L'implication pratique de ce principe est la réalisation de colonnes dont le moment plastique M_{pl} , est supérieur à celui des poutres, ce qui correspond à des sections de poutres moins hautes que celles des colonnes, très inhabituelles en dehors des zones sismiques. Il convient donc d'éviter les poutres voiles continues sur colonnes légères.