CALCUL DES POTEAUX EN COMPRESSION CENTREE

I. Introduction

Un poteau est soumis à la compression simple lorsque les forces agissant sur le poteau peuvent être réduites, par rapport au centre de gravité de la section droite à une force unique de compression. Un poteau peut également être considéré comme soumis à une compression simple (compression "centrée") s'il est sollicité en plus de l'effort normal de compression, par des moments de flexion dont l'existence peut ne pas être tenu-compte dans le calcul de la stabilité et de la résistance (vu la petite valeur de ces moments).

Comme exemple, on peut citer les poteaux intermédiaires des bâtiments à étages symétriquement chargés par des charges verticales modérées (dans ce cas on peut ne pas prendre en compte la liaison des poteaux avec des poutres, voir chapitre 7) ; les poteaux des bâtiments sollicités par des charges verticales et horizontales, lorsque ces poteaux constituent une membrure comprimée (ou tendue) d'un dispositif de contreventement ; les poteaux de bâtiments contreventés par des refends lorsque ces poteaux sont moins rigides que les poutres dont ils sont solidaires ou si ces poteaux étant plus rigides que les poutres dont ils sont solidaires, mais l'excentricité "e" due aux moments de continuité des poutres reste petite ($e \leq h / 12$).

2) Flambement des poteaux

2.1. Definition

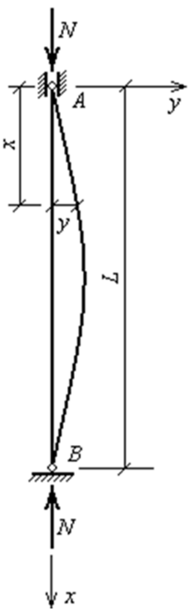


Fig. 8.1

Lorsqu'on soumet une pièce rectiligne assez longue, dont l'une des dimensions de la section transversale est faible par rapport à la longueur, à un effort de compression dirigé suivant son axe, on constate que :

- Tant que l'effort de compression est suffisamment faible, l'axe de la pièce demeure rectiligne et il se produit un raccourcissement élastique proportionnel à l'effort appliqué ;
- Si l'effort de compression augmente, pour une certaine valeur de cet effort, la pièce s'incurve brusquement et elle se rompt sous une charge inférieure à celle qui aurait provoqué la rupture d'une pièce courte de même section transversale. Ce phénomène est connu sous le nom de *flambement*.

La valeur de l'effort de compression à partir de laquelle se produit le flambement s'appelle la *charge critique d'Euler*.
Cette charge critique d'Euler est déterminée dans le cours de Résistance des Matériaux de la manière suivante. Soit une pièce rectiligne AB de longueur L et de section constante est soumise à un effort de compression N. Cette pièce est articulée à ses deux extrémités. L'extrémité A peut se déplacer vers l'extrémité B qui est fixe.
On suppose que, sous l'effet du flambement, la ligne moyenne peut se déformer comme l'indique la figure 8.1.
Comme le raccourcissement de AB est en fait extrêmement petit on admet que, dans la position déformée, on a $AB = L$. Si « y » est l'ordonnée de la ligne élastique (la flèche) au point d'abscisse « x », on peut écrire l'équation de la flèche :

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI}$$

Comme dans le cas considéré, $M = N\,y$, alors on peut obtenir l'équation différentielle :

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{Ny}{EI} = 0$$

La solution de cette équation différentielle permet de déterminer la valeur qui correspond à la charge critique d'Euler, désignée par N_{cr} :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_f^2}$$

Où l_f est la longueur de flambement qui est évaluée en fonction de la longueur libre l_o des pièces et de leurs liaisons effectives.

2.2. Longueur libre, longueur de flambement des poteaux

2.2.1. Longueur libre

La longueur libre d'un poteau l_o, (B.8.3.1. CBA93) est prise égale, suivant le cas considéré, à l'une des valeurs suivantes :
- pour un poteau d'un bâtiment à étages multiples, la distance entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou la distance entre la jonction du poteau avec sa fondation et la face supérieure du premier plancher ;

- pour un poteau d'un hall ne comportant au-dessus du sol qu'un rez-de-chaussée couvert, la distance entre la jonction du poteau avec sa fondation et le sommet du poteau ou la distance entre la face supérieure du plancher haut du sous-sol et le sommet du poteau.

2.2.2. Longueur de flambement

On appelle longueur de flambement d'un poteau l_f, la longueur du poteau, supposé articulé aux deux extrémités, qui aurait même section et même charge critique d'Euler que le poteau considéré.
Pour la détermination de l_f on distingue trois cas :

1er cas : *Poteau isolé (B.8.3.2. CBA93)*:

$l_f = 2\ l_o$ pour un poteau encastré à une extrémité et libre à l'autre (fig. 8.2, *a*) et pour un poteau encastré à une extrémité et articulé à l'autre, lorsque ces extrémités peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal du poteau et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement ;
$l_f = l_o$ pour un poteau articulé aux deux extrémités lorsque ces deux extrémités ne peuvent pas se déplacer l'une par rapport à l'autre et pour un poteau encastré aux deux extrémités, lorsque ces deux extrémités peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement (fig. 8.2, *b*) ;
$l_f = \frac{l_0}{\sqrt{2}}$ pour un poteau encastré à une extrémité et articulé à l'autre, lorsque ces deux extrémités ne peuvent pas se déplacer l'une par rapport à l'autre (fig. 8.2, *c*) ;
$l_f = l_o / 2$ pour un poteau encastré à ces deux extrémités qui ne peuvent pas se déplacer l'une par rapport à l'autre (fig. 8.2, *d*).

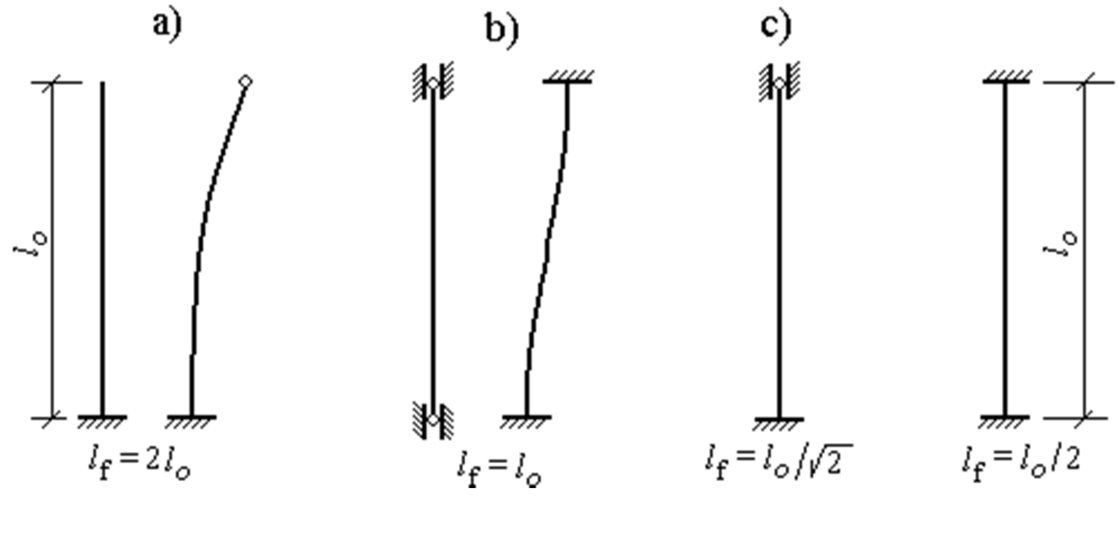
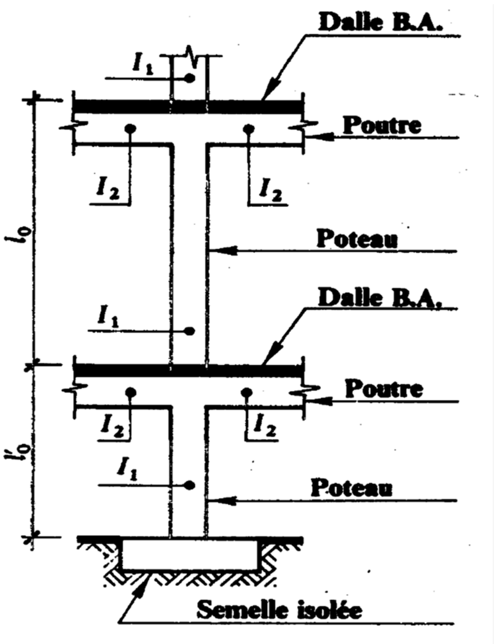


Fig. 8.2. Schémas de détermination de la longueur de flambement l_f

2^{ième} cas : *Poteau d'un bâtiment contreventé par des pans verticaux (B.8.3.3.1. CBA93).*
Pour des bâtiments à étages qui sont contreventés par un système de pans verticaux (voiles en béton ou en maçonnerie), c'est-à-dire lorsqu'on peut considérer qu'il n'y a pas de déplacement horizontal des nœuds, et si la continuité des poteaux est assurée, on admet pour l_f les valeurs suivantes :

$l_f = 0{,}7\ l_0$ si le poteau est à ses extrémités soit encastré dans un massif de fondation, soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui et le traversant de part en part ;
$l_f = l_0$ dans tous les autres cas (donc, en particulier, pour les poteaux préfabriqués).



3^{ième} cas : *Autres poteaux (B.8.3.3.2. CBA93).*

Pour les poteaux autres que ceux considérés ci- dessus et, en particulier, pour les bâtiments dont le contreventement est assuré par des portiques, il n'est plus possible de déterminer la longueur de flambement par les formules données ci-dessus. Il est alors nécessaire de considérer le flambement d'ensemble de la structure, problème qui ne peut, en général, être traité qu'à l'aide d'un ordinateur.

2.3. Elancement des poteaux

On appelle *élancement* λ, le rapport de la longueur de flambement l_f au rayon de giration " *i* " de la section droite du béton :

$\lambda = \frac{l_f}{i}$, avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I, moment d'inertie de la section ;

B, section du béton ;

- Pour une section rectangulaire (b.h) :

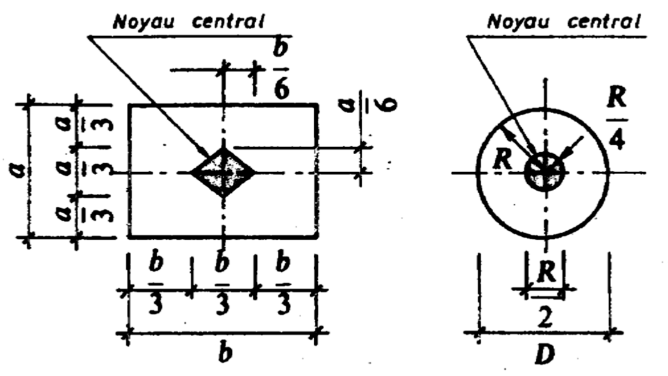
  Si la direction de flambement est parallèle à b : $I = hb^3/12$, $B = b\,h$ $(b < h)$, $\lambda = \frac{3.46.l_f}{b}$

  Si la direction de flambement est parallèle à h : $I = b\,h^3/12$, $B = b\,h$ $(b < h)$, $\lambda = \frac{3.46\ l_f}{h}$
- Pour une section circulaire de diamètre D : $\lambda = 4\ l_f/\ D$.
- Pour une section orthogonale de hauteur totale h : $\lambda = 3{,}89\ l_f/h$.

3. Justification des poteaux soumis à la compression centrée

D'un point de vue règlementaire (BAEL. *B.8.2,1*), dans le cas des bâtiments courants, le poteau est soumis à une compression centrée si :

- L'excentricité de l'effort normal est petite (inférieure à la moitié de la dimension du noyau central (fig.)),
- l'imperfection de rectitude est inférieure à $Max\ (1cm;\ l_0/500)$,
- L'élancement λ est inférieur à 70 (voir ci-dessous).



Dans le cas de la compression simple, la justification se fait à l'ELU. La section de béton étant entièrement comprimée, le diagramme des déformations passe par le Pivot C ($\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{sc} =$ 0.2%).

Le raccourcissement de l'acier et celui du béton étant limités à 2 ‰., la contrainte du béton sera donc égale à $f_{bc} = (0{,}85 f_{c28}) / \theta\ \gamma_b$ et celle de l'acier à la contrainte correspondant à un raccourcissement de 2 ‰, soit $\sigma_s' = \sigma_{s,2‰}$.

3.1. Evaluation des charges

En général, les efforts des poteaux dans les constructions doivent être déterminés par des méthodes prenant en compte la solidarité des poteaux et des autres éléments de la construction. En même temps, pour les bâtiments à étages on utilise assez souvent la méthode de calcul simplifiée, en négligeant la raideur des poteaux surtout si on ne prend en compte que les charges verticales.

Lorsque les poteaux du bâtiment sont soumis uniquement aux actions dues à des charges verticales seulement (permanentes G et d'exploitation Q_B), dans les cas les plus courants, on ne considère qu'une seule combinaison d'action des charges (B.8.2.1.1. CBA93):

$$1{,}35\ G\ +\ 1{,}5\ Q_B$$

La charge d'exploitation Q_B est évaluée au niveau considéré, en faisant application, s'il y a lieu, de la loi de dégression dans les bâtiments à étages.

Les autres combinaisons peuvent être rencontrées notamment dans le cas où des porte-à-faux importants seraient susceptibles de provoquer des efforts de soulèvement dans certains poteaux.

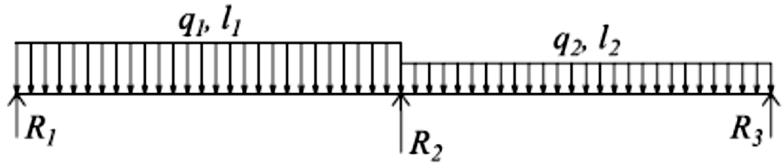
Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en appliquant, s'il y a lieu, la loi de dégression des charges variables dans les bâtiments à étages (tableau 2.5).

	Valeur des charges d'exploitation à prendre en compte pour les piliers et les fondations (surcharges sont identiques)
Pour le toit et la terrasse	$\Sigma_0 = S_0$
Pour le premier étage à partir du toit	$\Sigma_1 = S_0 + S$
Pour le deuxième étage à partir du toit	$\Sigma_2 = S_0 + 1.9\ S$
Pour le troisième étage à partir du toit	$\Sigma_3 = S_0 + 2.7\ S$
Pour le quatrième étage à partir du toit	$\Sigma_3 = S_0 + 3.4\ S$
Pour le cinquième étage à partir du toit et pour des étages suivants on prend ("*n*" étant le numéro de l'étage considéré) avec $n > 5$	$\Sigma_1 = S_0 + (3+n)\ S/2$ Avec $n > 5$

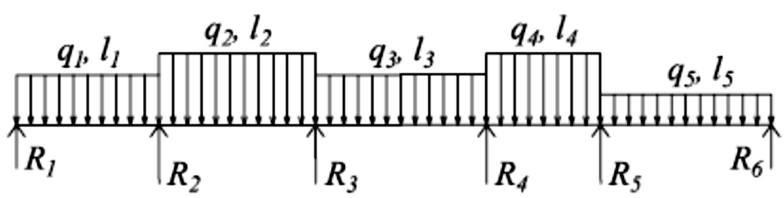
Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges, évaluées en admettant la discontinuité des travées, doivent être majorées (B.8.1.1) (B.8.1.1. CBA93) :

- de 15 % pour les poteaux centraux dans le cas des bâtiments à deux travées ;
- de 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans les bâtiments comportant au moins trois travées ;
- les charges évaluées sur les poteaux de rive dans l'hypothèse de la discontinuité n'étant pas réduites.

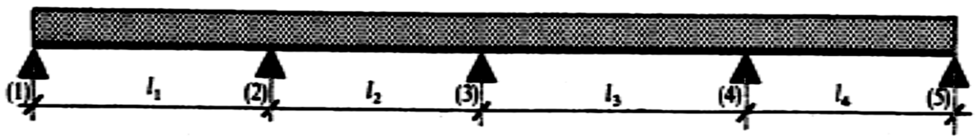
Dans le cas d'éléments de rive prolongés par des parties en porte-à- faux, il est tenu compte de l'effet de console dans l'évaluation des charges transmises aux poteaux, en admettant la discontinuité des travées au droit des poteaux voisins des poteaux de rive.
Cette règle de détermination des charges verticales pour des poteaux intermédiaires ne donne pas une grande différence par rapport à celles des calculs plus complexes. Elle conduit à surestimer les charges des poteaux de rive, ce qui compense dans une certaine mesure, les non- prise en compte des sollicitations de flexion dans ces poteaux. On autorise de négliger les moments de flexion dans les poteaux de rive que si le rapport de la rigidité des planchers à la rigidité des poteaux est soit suffisamment grand (cas le plus fréquent), soit suffisamment petit (cas exceptionnel).



$$R_1 = q_1 l_1 / 2$$
$$R_2 = 1.15\,(q_1 l_1 + q_2 l_2) / 2$$
$$R_3 = q_2 l_2 / 2$$



$$R_1 = q_1 l_1 / 2$$
$$R_2 = 1.10\,(q_1 l_1 + q_2 l_2) / 2$$
$$R_3 = (q_2 l_2 + q_3 l_3) / 2$$
$$R_4 = (q_3 l_3 + q_4 l_4) / 2$$
$$R_5 = 1.10\,(q_4 l_4 + q_5 l_5) / 2$$
$$R_6 = q_5 l_5 / 2$$



$$R_1 = \frac{pl_1}{2}\ ;\ R_2 = 1{,}10\left(\frac{pl_1}{2} + \frac{pl_2}{2}\right)\ ;\ R_3 = 1{,}00\left(\frac{pl_2}{2} + \frac{pl_3}{2}\right)\ ;\ R_4 = 1{,}10\left(\frac{pl_3}{2} + \frac{pl_4}{2}\right)\ ;\ R_5 = \frac{pl_4}{2}.$$

3.2. Calcul à l'ELU de résistance

3.2.1. Effort normal resistant théorique

Pour l'état-limite ultime de résistance la condition d'équilibre est :

$N_u - Bf_{bc} - A\sigma_{s0.2\%} = 0$ D'où : $N_u = Bf_{bu} + A\sigma_{s0.2\%}$

D'où on trouve :

3.2.2. Section armatures:

$$A = \frac{N_u - B(0.85\, f_{c28})/\theta\gamma_b}{\sigma_{s0.2\%}}$$

$\sigma_{s0.2\%} = E_s 2\ 10^{-3}$, est la contrainte dans les aciers pour une déformation de 0.2% correspondant au Pivot C du diagramme de déformation.

Ces formules ne peuvent être appliquées qu'aux éléments comprimés où le flambement ne se manifeste pas.

3.3. Calcul à l'ELU de stabilité de forme

3.3.1. Effort normal résistant ultime

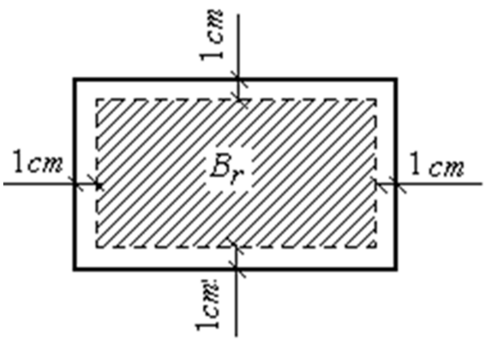
En pratique, le ferraillage des poteaux est généralement déterminé par l'état-limite de stabilité de forme (en prenant en compte l'élancement de l'élément). Vu que l'étude du flambement est assez compliquée, on a été amené à considérer, pour les cas les plus courants, des règles forfaitaires simples, si les conditions suivantes sont remplies :

- l'élancement λ du poteau est au plus égal à 70 ;
- le poteau est soumis uniquement à un effort de compression centré, parce que les moments de continuité, s'ils existent, ont une valeur faible et ne sont pas pris en compte dans les calculs ;
- l'imperfection de rectitude du poteau est au plus égale à la plus grande des deux valeurs : 1 *cm* et $l/500$.

Les règles *B.A.E.L* apportent à des formules (8.1) et (8.2) des corrections suivantes :

- pour les poteaux de faible section, sensibles aux imperfections de l'exécution, on introduit à la place de *B* une aire de béton réduite B_r obtenue en déduisant des dimensions réelles 1 *cm* d'épaisseur sur toute la périphérie du poteau.

Pour une section rectangulaire (*b* x h), cette aire réduite vaut: $B_r = (b - 2\ cm) \times (h - 2\ cm)$.



- En tenant compte du fait que les charges sont appliquées généralement après 90 jours, la résistance du béton augmente :

$$\sigma_{bc} = f_{c28} / 0{,}9\gamma_b = 1.1\ f_{c28}$$

- En admettant, admettent que $\sigma_{s0.2\%} = 0.85\ f_e/\gamma_s$

- Pour compenser le fait de négliger les effets du second ordre on minore la valeur de l'effort normal résistant d'un coefficient réducteur fonction de l'élancement :

- pour$\lambda \leq 50$, $\alpha = 0.85/1 + 0.2(\lambda/35)^2 = 0.85/\beta$; avec $\beta = 1 + 0.2\ (\lambda/35)^2$
- pour $50 < \lambda \leq 70$; $\alpha = 0.60\ (50/\lambda)^2 = \frac{0.85}{\beta}$; avec $\beta = 0.85\ \lambda^2/1500$

enfin on admet que les contraintes $\sigma_{s,2‰} = f_e / \gamma_s$.

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime vaut (B.8.4.1. CBA93) :

$$N_u = \alpha\left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\theta\gamma_b} + \frac{Af_e}{\gamma_s}\right)$$

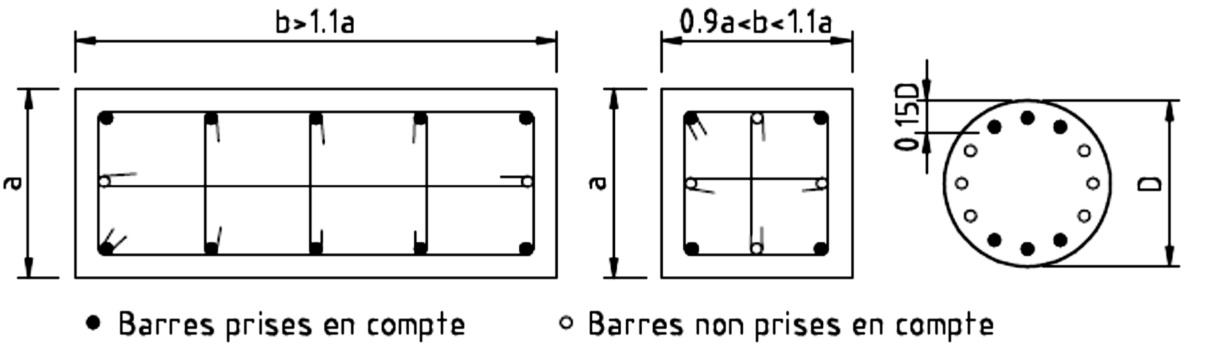
Ou encore : $\beta N_u = \frac{B_r f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85\ Af_e}{\gamma_s}$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, les valeurs de α sont à diviser par 1,1 (ou β multiplié par 1,1) ;

Si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours, il faut prendre f_{cj} au lieu de f_{c28} et diviser α par 1,2 (ou multiplier β par 1,2).

Pour le calcul de Nu les barres à prendre en compte sont :

- Les barres maintenues par des cadres espacés au maximum de 15 fois le diamètre des barres (A.4.1,2)
- Les barres qui augmentent la rigidité dans le plan de flambement lorsque $\lambda > 35$ (B.8.4,1)



3.3.2. Section armatures

La section des armatures A est alors calculée à l'aide de la formule :

$$A \geq \frac{\beta N_u - (B_r f_{bc}/0.9)}{0.85(f_e/\gamma_s)}$$

Si l'effort N_u est connu et on demande de déterminer les dimensions de la section du béton B et de l'armature A, on fait le calcul par approximations successives. La formule générale (8.3) donne :

$$B_r \geq \beta N_u/(f_{bc}/0.9) + (0.85 Af_e/B_r\gamma_s)$$

On prend en première approximation A / B_r = 0,01, alors :

$B_r \geq \frac{\beta N_u}{(f_{bc}/0.9)+(0.85 f_e/100\gamma_s)}$;

Soit $(f_{c28}, f_e) = \frac{1}{\frac{f_{bc}}{0.9}+0.0085\frac{f_e}{\gamma_s}}$, dans ce cas : $B_r \geq k(f_{c28}, f_e)\beta N_u$

Pour un poteau rectangulaire ($b < h$) soumis à une compression simple, il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$, soit qu'on prenne $\lambda = 35$.
Avec cette valeur on trouve les dimensions :
$b = 2\sqrt{3} l_f/\lambda \simeq l_f/10$ et $h = [B_r/(B - 0.02)] + 0.02$
Si on trouve h < b, on prend un poteau carré de côté $l_f/10$.

4. Recommandations diverses

Les pièces en béton armé soumises à la compression, généralement des poteaux, doivent comporter deux types d'armatures :

- des armatures longitudinales, disposées parallèlement à l'axe longitudinal de la pièce ;
- des armatures transversales, situées dans des plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce.
- Les armatures longitudinales des pièces comprimées peuvent être indifféremment constituées de ronds lisses, de barres à haute adhérence ou de treillis soudés. Il est recommandé des aciers .de limite d'élasticité au moins égale à 400 MPA (ou N/mm2) (A.7.1.2.1. CBA 93)
- D'autre part la section d'armatures longitudinales est au moins égale à 0,1 % de la section totale de béton comprimé sans pouvoir dépasser 4 % en dehors des zones de recouvrement - de ces barres (A.7.1.2.1. CBA 93)

4.1. Section minimale d'armatures longitudinales (A.8.1,2 BAEL)

Quels que soient les résultats donnés par le calcul, les armatures longitudinales des pièces comprimées doivent avoir la section au moins égale à :

- 4 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculaire- ment à la direction de ces armatures (A.7.1.2.1 CBA93);
- 0,2 % de la section totale du béton comprimé.

Toutefois, la section des armatures longitudinales ne peut pas prendre n'importe quelle valeur supérieure aux limites précédentes. La section considérée ne doit pas dépasser 5% de la section totale du béton comprimé (sauf dans la zone de recouvrement). Si le calcul conduisait à un pourcentage supérieur à 5%, il serait nécessaire de modifier les dimensions de la pièce.

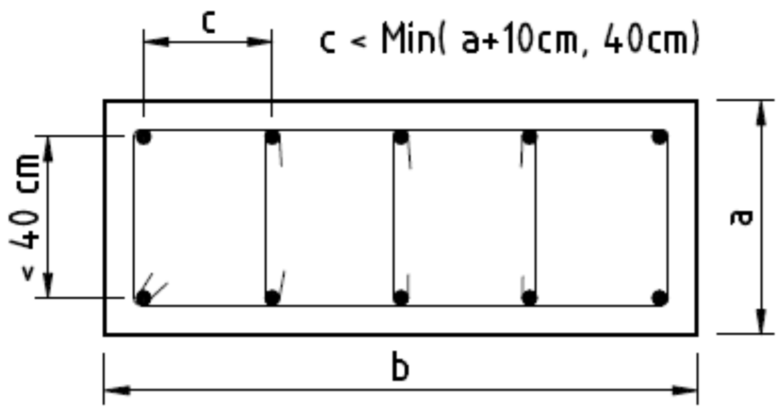
Donc dans le cas d'une section rectangulaire, de dimensions b et h, on doit avoir d'après ce qui précède :

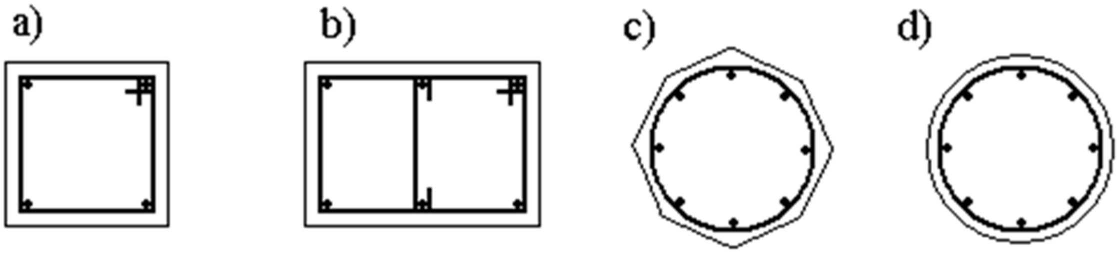
$$A_{min} = Max\left[\frac{4\ cm^2}{m\ de\ longueur\ de\ parement}, \frac{0.2B}{100}\right] \leq A \leq \frac{5B}{100}$$

4.2. Espacement minimal (A.8.1,22)(A.7.1.2.2. CBA93)

En pratique, les pièces soumises à la compression simple ou notablement comprimée, ont une section carrée, rectangulaire, polygonale ou circulaire et les armatures longitudinales doivent être disposées comme suit (fig. 8.3) :

- dans les sections carrées ou rectangulaires, on place une armature à chaque angle et, si nécessaire, on prévoit des armatures intermédiaires de manière à ce que, dans ces sections, la distance entre axes de deux armatures voisines sur une même face soit au plus égale à :
- la longueur du petit côté du rectangle, augmentée de 10 *cm* :
- 40 *cm* ;
- dans les sections polygonales, on place une armature à chaque angle et, si nécessaire, des armatures intermédiaires ;
- dans les sections circulaires, les armatures sont uniformément réparties sur tout le contour avec un minimum de 6 armatures.





4.3. Recouvrement des barres longitudinales (A.6.1,24)

Si les armatures longitudinales ne sont pas d'une seule longueur, la liaison entre armatures successives peut être réalisée par soudure ou par recouvrement sur une longueur suffisante (voir paragraphe 1.3.3). Il ne doit pas exister de crochets aux recouvrements, car ces crochets risqueraient de faire éclater le béton entourant les armatures.
La longueur de recouvrement est égale au moins à $l_r = 0.6\, l_s$ ou l_s est la longueur de scellement droit.

A défaut de calcul précis, le BAEL permet d'adopter les valeurs forfaitaires suivantes:

−Aciers HA Fe 400, l_s=40 ∅

−Aciers HA Fe 500, Acier ronds lisses FeE215et FeE235, l_s=50 ∅

4.4. Armatures transversales (A.8.1,3)(A7.1.3. CBA 93)

Les armatures transversales sont disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et entourent les armatures longitudinales, en formant ceinture, de manière à empêcher tout mouvement de celle-ci vers la paroi. Ces armatures doivent entourer toutes les barres longitudinales de diamètre supérieur ou égal à 20 *mm*. On doit tenir compte du fait que les armatures longitudinales ne sont prises en compte pour les calculs de résistance que si elles sont maintenues par des cadres espacés de 15 fois leur diamètre au maximum. Par conséquent si, dans une section carrée ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire, pour empêcher tout mouvement de ces armatures, de les relier par des épingles ou des étriers (fig. 8.3, *b*).
Le diamètre $\varnothing_t$ des armatures transversales doit être au moins égal au diamètre normalisé le plus proche de $\varnothing_l/3$ (où $\varnothing_l$ est le diamètre de la plus grosse armature longitudinale).
L'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser :
- 15 $\varnothing_{l,min}$ ($\varnothing_{l,min}$: plus petit diamètre des armatures longitudinales)
- 40 *cm* ;
- la plus petite dimension de la section augmentée de 10 *cm*.

Dans les zones où la proportion des armatures longitudinales, présentant des jonctions par recouvrement est supérieure à 50 %, il faut prévoir au moins trois plans d'armatures transversales sur la longueur du recouvrement, un plan à chaque extrémité du recouvrement et un au milieu.

Par ailleurs, les *conditions de mise en œuvre* et, en particulier la *qualité des coffrages*, doivent être telles que l'imperfection de l'exactitude des dimensions des poteaux :

- ne dépasse pas $l / 500$ avec $l / 500 \leq 1\ cm$;
- soit, égale à 1 *cm* si $l / 500 > 1\ cm$, où l est la longueur du poteau.

5. Calcul des armatures longitudinales des poteaux soumis à une

compression excentrée (B.8.4.3. CBA93)

Un poteau étant soumis à la compression composée, lorsque les forces agissant sur le poteau peuvent être réduites à une force de compression et un moment de flexion.
Comme exemple, on peut citer : les poteaux intermédiaires des bâtiments à étages supportant un plancher soumis à des charges d'exploitation relativement élevées ; les mêmes poteaux reliés à des poutres ayant les portées différentes des travées aboutissant du poteau ; poteaux de rive des bâtiments à étages ; poteaux des bâtiments à étages soumis à l'action des charges horizontales; poteaux des bâtiments sans étage, ayant de grandes portées de travées, etc.
Les valeurs des efforts normaux N_u et des moments de flexion M_u des poteaux sont évalués en faisant le calcul statique du portique à partir des combinaisons d'action relatives au cas étudié (voir chapitre 7).

Le calcul des poteaux soumis à la flexion composée à l'état-limite ultime doit être fait en tenant compte des effets du second ordre (flambement) et l'excentricité additionnelle. Il faut noter que l'étude du flambement est assez compliquée. Ainsi, la longueur de flambement l_f dépend des liaisons de la pièce qui peut être (par exemple) libre, articulée ou encastrée à chacune de ses extrémités.
Il convient d'évaluer avec prudence cette valeur ; il faut en particulier tenir compte de la plus ou moins grande souplesse des encastrements (rarement parfaits) ainsi que des possibilités de déplacement des extrémités perpendiculairement à l'axe longitudinal de la pièce. C'est pourquoi pour les cas les plus courants, on préfère tenir compte des effets du second ordre d'une manière forfaitaire.
Ainsi pour les poteaux soumis à la flexion composée (l'effort normal est un effort de compression) on remplace l'excentricité réelle e_1 par une excentricité totale :

$$e = e_{tot} = e_1 + e_a + e_2,$$

où $e_1 = M_u / N_u$ l'excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant application des excentricités additionnelles.
Pour la compression centrée $e_1 = 0$;

- e_a, l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution). Cette excentricité est bien entendu à prendre dans la direction la plus défavorable et sa valeur est prise égale à la plus élevée des deux quantités:

$e_a \geq 2\ cm$, $e_a \geq l / 250$ (l, longueur du poteau) ;

- e_2, l'excentricité due aux efforts du second ordre, liés à la déformation de la structure, et prise égale à : $e_2 = \frac{3l_f^2}{(10^4 h)(2+\alpha\emptyset)}$

h, la hauteur totale de la section dans la direction du flambement ;
Φ, étant le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée

sous la charge considérée. Ce rapport est généralement pris égal à 2, on a alors: α, le rapport entre le moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et le moment total du premier ordre (ces moments étant pris avant application des coefficients de majoration des charges γ) : $\alpha = \frac{M_G}{M_G+M_Q}$

Donc, les sollicitations de calcul deviennent égale à : N_u et $M_{Gu} = e_{tot} N_u$.

La présente méthode peut être également appliquée lorsque l'effort N_u de compression est théoriquement centré (cas de compression simple). On a alors $e_1 = 0$, mais il faut toujours prendre en compte l'excentricité additionnelle.

Le calcul des poteaux soumis à la flexion composée est fait par les méthodes exposées dans le chapitre 4, mais en remplaçant $e = M_u / N_u$ par l'excentricité totale e_{tot}.