

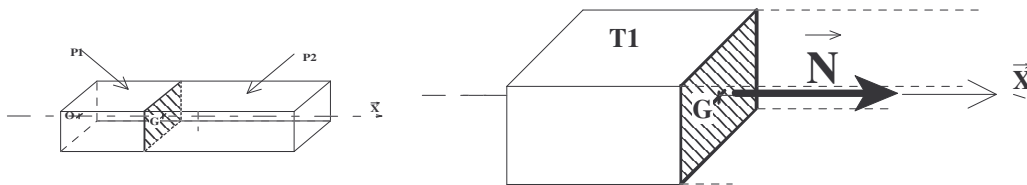
POTEAUX EN BETON ARME

I/ Les tirants

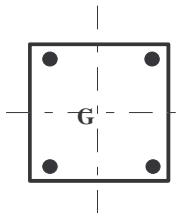
1/ Définition

Ce type de sollicitation pour des pièces en B.A. se trouve principalement pour les tirants verticaux (suspentes) ou dans les tirants horizontaux si le poids propre peut être négligé.

Rappels de R.D.M: Dans toute section S d'abscisse x , les éléments de réduction du torseur de cohésion (actions de la partie droite sur la partie gauche) sont au centre de gravité de S :



$$\left\{ \begin{array}{c|c} N & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{array} \right\}_G \quad \text{avec } N \text{ positif}$$



Cette définition suppose que la géométrie de l'élément est parfaite et la sollicitation effectivement **centrée**.

Le centre de gravité des aciers A doit être confondu avec le centre de gravité de la section de béton.

2/ Condition de NON FRAGILITE : [article A.4.2](#)

Seules les pièces **non fragiles** peuvent être calculées par les règles B.A.E.L. :

« Une section non fragile vis à vis des **contraintes de traction** est une section tendue ou fléchie telle que s'il y a **fissuration du béton** la contrainte maximale dans les aciers est la **limite d'élasticité de l'acier**. »

Le béton tendu sera négligé car on le considère fissuré. Une fois le béton fissuré, ce sont les armatures qui doivent reprendre la sollicitation extérieure. Si au moment de la fissuration, les armatures sont déjà plastifiées, on ne dispose que de peu de sécurité : très rapidement les déformations dans les armatures vont atteindre les limites imposées et la rupture peut-être brutale.

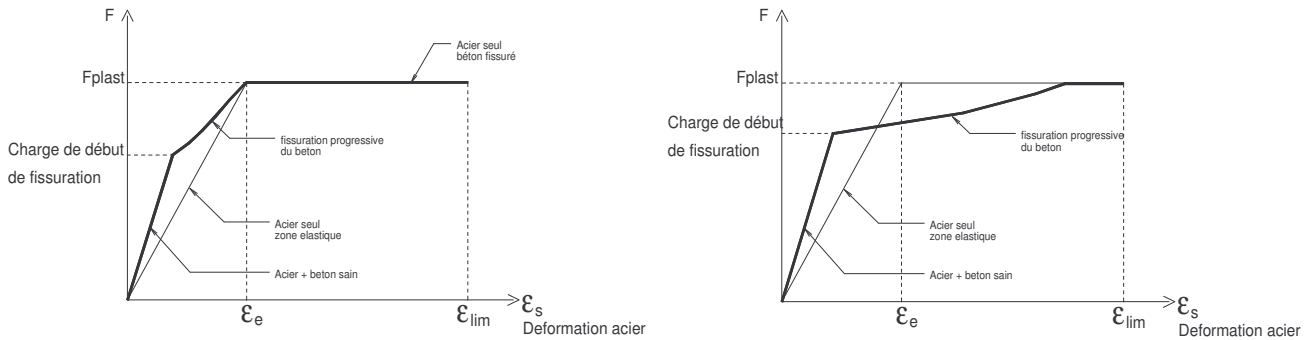
Si on impose que les aciers soient élastiques lors de la fissuration du béton, on dispose alors d'une plus grande sécurité : on aura rupture quand l'allongement des armatures sera élevé. Dans cette zone de comportement plastique, les aciers reprendront encore toute la sollicitation.

Ce qui se traduit donc pour la traction simple:

$$A_s \cdot f_e \geq B \cdot f_{t28}$$

Les pièces **non fragiles** auront des fissures qui auront des **ouvertures faibles**.

Les pièces **fragiles** auront peu de fissures mais d'ouverture importante pouvant amener **une rupture brutale**.



Comportement correct: la fin de fissuration du béton correspond au début de plastification des armatures
 Comportement fragile: les aciers sont plastifiés alors que le béton n'est pas totalement fissuré

3/ Détermination des armatures:

Données: N_u , N_{ser} , B , f_e , f_{t28} .

Inconnues: A_s

- aux E.L.U. : cas où la fissuration est peu préjudiciable

Hypothèses de calcul :

En traction simple, $\epsilon_{st} = 10\text{‰}$ et $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Le béton tendu est négligé.

$$A_{su} = \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec} \quad N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

- aux E.L.S. : cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

Comme nous l'avons vu dans le premier chapitre, la contrainte dans l'acier est **bornée** selon les articles A.4.5,33 et A.45,34.

$$A_{sser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad N_{ser} = N_G + N_Q$$

avec $\phi \geq 6\text{mm}$ si fissuration préjudiciable

$\phi \geq 8\text{mm}$ si fissuration très préjudiciable.

Après avoir mené ces différents calculs de détermination, on prendra la valeur de A_s la plus importante:

$$A_s = \text{Max} \left[\begin{array}{c} A_{su} \\ A_{sser} \\ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \end{array} \right]$$

4/ Détermination du coffrage

Données: $A_s, N_u, N_{ser}, f_e, f_{t28}$.

Inconnues: B

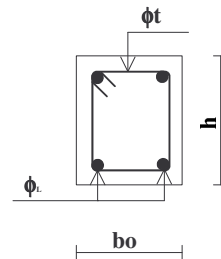
La condition de non fragilité est à respecter ainsi qu'un enrobage correct des aciers. En outre, il faut pouvoir loger toutes les barres déterminées.

$$\frac{A_s \cdot f_e}{f_{t28}} \geq B$$

5/ Armatures transversales

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit respecter les dispositions constructives de l'articles A.7.2,2 du B.A.E.L.

$$\text{Poutres : } \phi_t \leq \text{mini} \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right)$$



L'espacement st doit être :

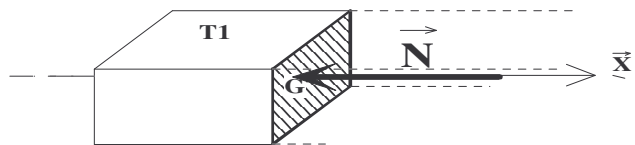
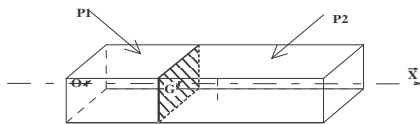
$$st \leq a$$

avec a = petit côté de la section.

II/ Les poteaux en compression simple

1/ Définition

Rappels de R.D.M: Dans toute section S d'abscisse x, les éléments de réduction du torseur de cohésion (actions de la partie droite sur la partie gauche) sont au centre de gravité de S:



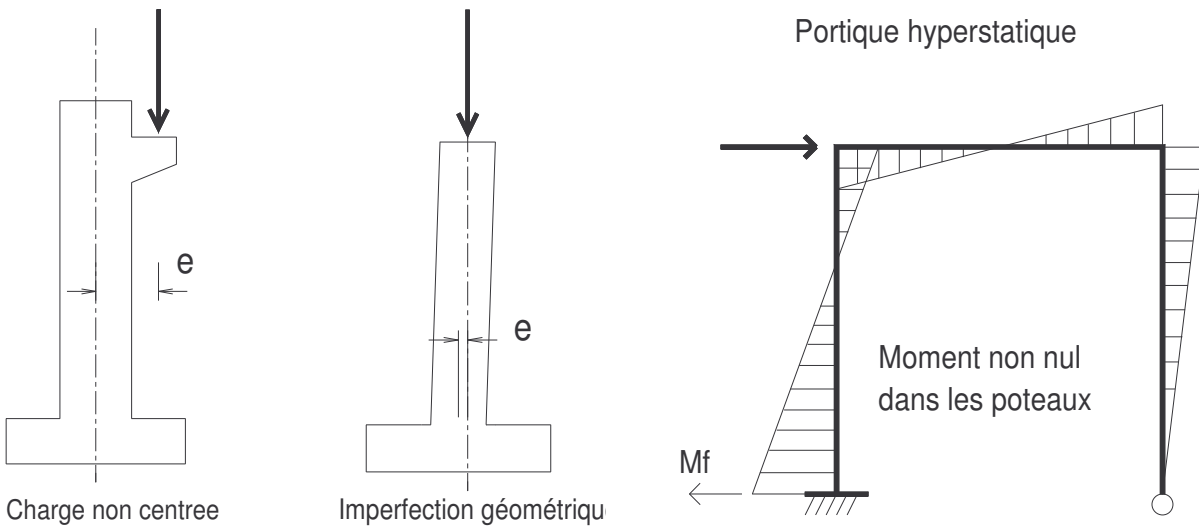
$$\left\{ \begin{array}{c|c} N & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{array} \right\}_G \quad \text{avec N négatif}$$

Cette définition suppose que la géométrie de l'élément est parfaite et la sollicitation effectivement **centrée**.

Réalité vis à vis du B.A.E.L. :

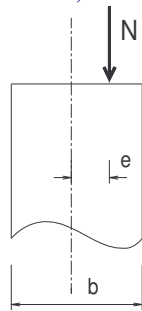
Dans la réalité, les poteaux sollicités en compression centrée n'existent pas. En effet, en toute rigueur la transmission des efforts poutre-poteau ne se fait jamais parfaitement à l'axe du poteau.

De plus, la réalisation du poteau implique des défauts : mauvaise disposition des armatures, défauts localisés (nids de gravier, non rectitude des poteaux...).



Néanmoins on considérera le poteau en compression centrée si:

- le moment en tête de poteau (encastrement des poutres) n'entraîne qu'une faible excentricité telle que : [article B.8.2,1](#)



$$e = \frac{M}{N} < \frac{b}{12}$$

- la valeur maxi de l'imperfection de rectitude donnée à l'[article B.8.4,1](#) est :

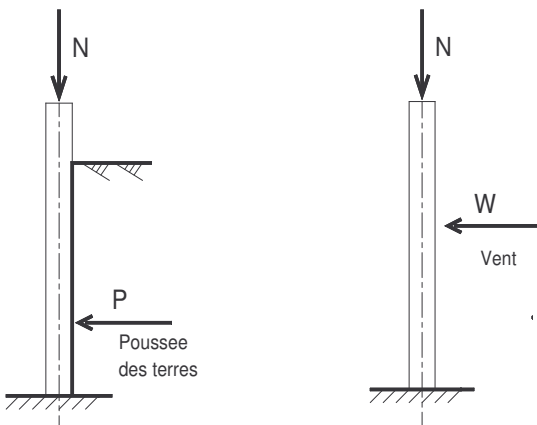
$$e < \text{Max}(1\text{cm}, \frac{l_f}{500})$$

avec l_f = longueur de flambement

2/ Domaine d'application : [article B.8.1,0](#)

Les éléments de structures BA soumis à une sollicitation de compression simple seront considérés comme des poteaux sous chargement centrée dans la mesure où les conditions précédentes sont remplies.

Ce cas est habituel pour les bâtiments courants.



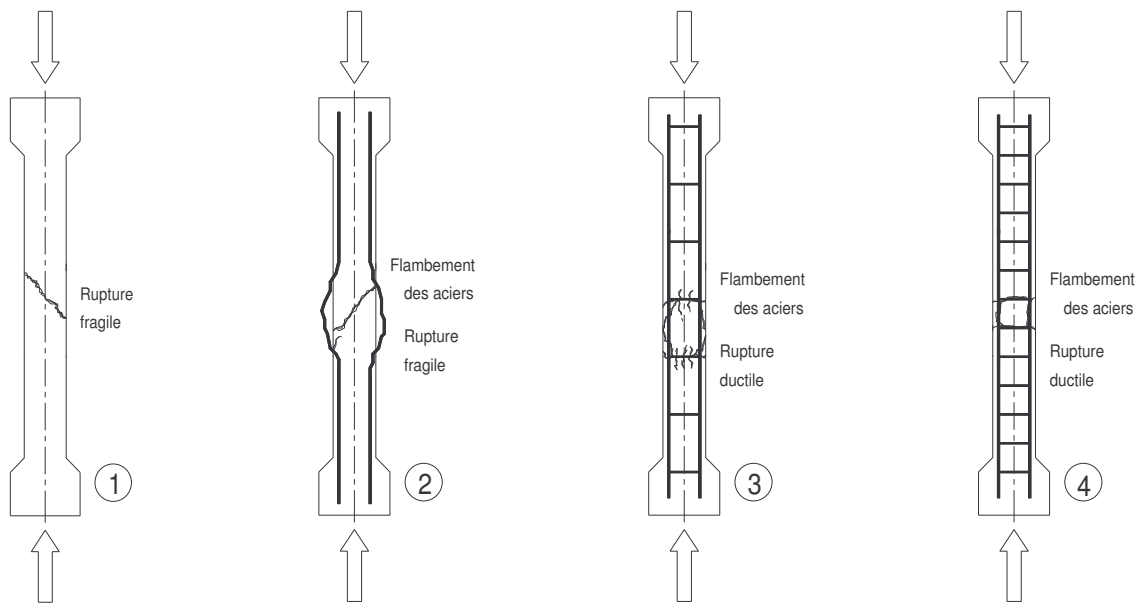
Lorsqu'un poteau est soumis, en plus de l'effort normal centré, à un moment fléchissant, la méthode développée ci-après ne s'applique plus.

On doit alors calculer les sections en flexion composée avec compression à l'ELU.

3/ Etude expérimentale

Considérons les 4 types de poteaux suivants et étudions leur rupture sous chargement de compression centrée croissant. Les poteaux sont définis par:

| | |
|------------|--|
| Poteau n°1 | Béton seul |
| Poteau n°2 | Béton et armatures longitudinales |
| Poteau n°3 | Béton, armatures longitudinales et transversales |
| Poteau n°4 | Béton, armatures longitudinales et transversales à espacements réduits |

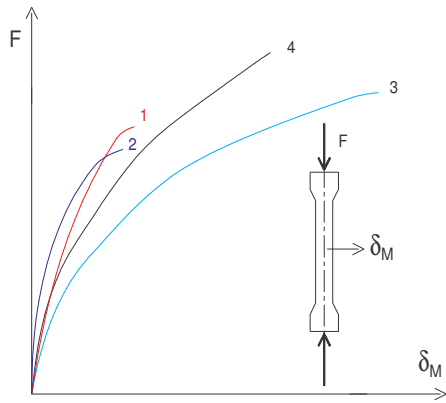


La rupture du poteau 1 non armé est brutale. Elle survient sans qu'il soit possible de la prévenir. Dès que la contrainte de certaines fibres de béton est supérieure à la contrainte limite de traction du béton, une fissure se crée et se propage instantanément.

Si on arme maintenant le béton avec des armatures longitudinales (poteau n°2), on observe à la rupture un flambement brutal des armatures. La charge de ruine de ce poteau est de plus inférieure à celle du premier. Il ne suffit donc pas de placer seulement des armatures longitudinales pour obtenir un comportement ductile du poteau.

Le poteau n°3 est armé d'armatures longitudinales et transversales. Lors de l'augmentation progressive de la charge, on observe l'apparition de fissures au niveau des armatures transversales, puis un effritement du béton aux mêmes endroits. Lorsque la contrainte dans les cadres devient trop importante, les cadres se rompent. Cette rupture est en général brutale mais cette fois on observe une progression continue de l'état de fissuration. Le comportement de ce poteau est donc ductile.

Les armatures transversales du poteau n°4 sont moins espacées que pour le poteau n°3. Le comportement observé jusqu'à la ruine est du même type que précédemment. Cette fois, les cadres frentent plus les armatures longitudinales.



Si on enregistre au cours des essais les courbes efforts appliqués-déplacement horizontal mesuré au milieu du poteau, on obtient des allures de courbes similaires à celles présentées ci-contre.

On remarque que les charges de ruine sont du même ordre de grandeur, et que les armatures longitudinales tendent à réduire la charge limite du poteau. Les comportements 1 et 2 sont presque linéaires, alors que les 2 autres sont non-linéaires. La perte de linéarité correspond au début de fissuration du béton

La rupture des poteaux a toujours lieu par flambement (voir plus loin). Les raisons en sont les suivantes :

- hétérogénéité du béton
- défaut de positionnement des armatures
- imperfections géométriques du béton
- excentrement de la charge

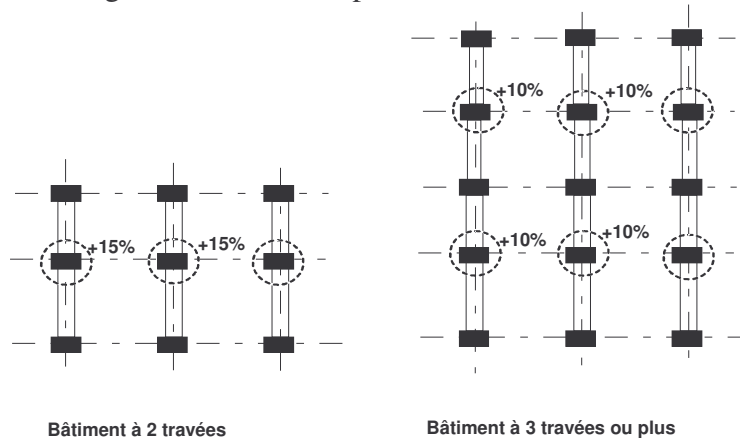
Ces remarques devront intervenir dans les formules de dimensionnement ou de vérification.

4/ Calcul des sollicitations

Evaluation des charges verticales :

La charge ponctuelle transmise sur un poteau par une poutre est déterminée en supposant les éléments de la structure isostatiques (cas des constructions "courantes").

Néanmoins l'article B.8.1,1 admet, dans le cas de poutres à travées solidaires, de majorer la valeur "isostatique" des charges transmises aux poteaux voisins de ceux de rive.



Combinaisons d'actions: pour les poteaux soumis uniquement à des charges permanentes et à des charges d'exploitation on aura (article B.8.2,11) :

$$1,35G + 1,5Q_B$$

Nota: Dans le cas des terrasses, Q_B représente l'action la plus défavorable entre la charge d'exploitation et la neige.

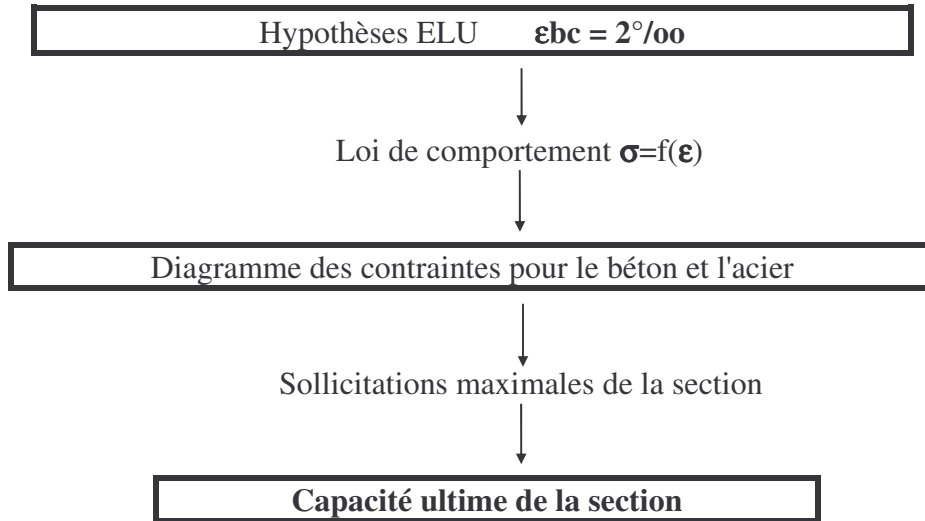
Pour les autres cas voir l'article B.8.2,11.

Remarque :

On admet que les effets des forces horizontales (vent, séisme) sont équilibrés par les contreventements tels que les voiles, les cages d'escaliers. Dans le cas contraire, on fera un calcul en flexion composée ou en stabilité de forme.

5/ Justification aux ELU

5.1/ Principe :



Pratiquement on doit vérifier que l'effort normal agissant ultime est inférieur à l'effort normal résistant ultime.

$$N_u \leq N_{u\text{lim}}$$

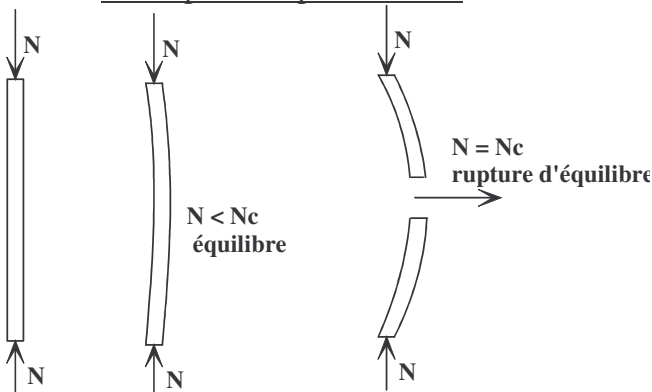
Mais cette vérification ne tient pas compte d'un phénomène physique important : **LE FLAMBEMENT**.

5.2/ Instabilité au flambement:

Le phénomène de flambement est un phénomène d'instabilité de la matière que l'on rencontre sur les éléments sollicités en compression. Il est très dangereux car imprévisible et immédiat.

Considérons une pièce travaillant théoriquement en compression simple. Si sa longueur est importante par rapport à ses dimensions transversales, elle peut-être sujette à cette instabilité transversale.

Description du phénomène :



Lorsque l'on atteint une valeur N_c de l'effort normal, il y a rupture de l'équilibre par instabilité entraînant la ruine de l'élément.

On notera que cette valeur critique (force critique d'Euler) est bien inférieure à la limite élastique de l'élément.

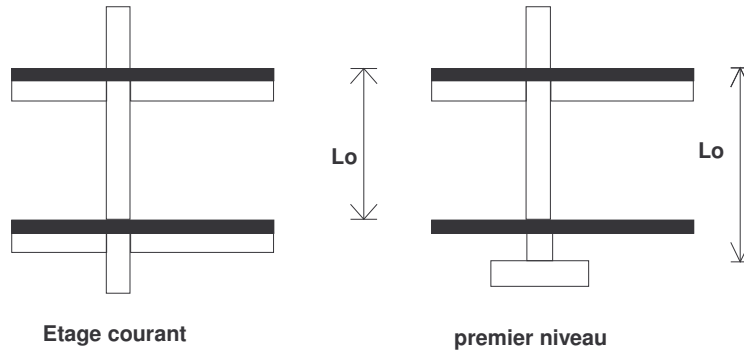
Paramètres influant sur le flambement :

- plus **le moment d'inertie I** est important moins le risque est important,
- plus **L_f** est grand plus le risque est grand.

Suivant la géométrie du poteau et en fonction des liaisons avec son environnement nous aurons des charges longueurs de flambement différentes.

5.3/ Prise en compte du flambement en B.A.

Longueur de flambement: La longueur de flambement L_f dépend de la longueur libre L_o et des liaisons avec l'extérieur.



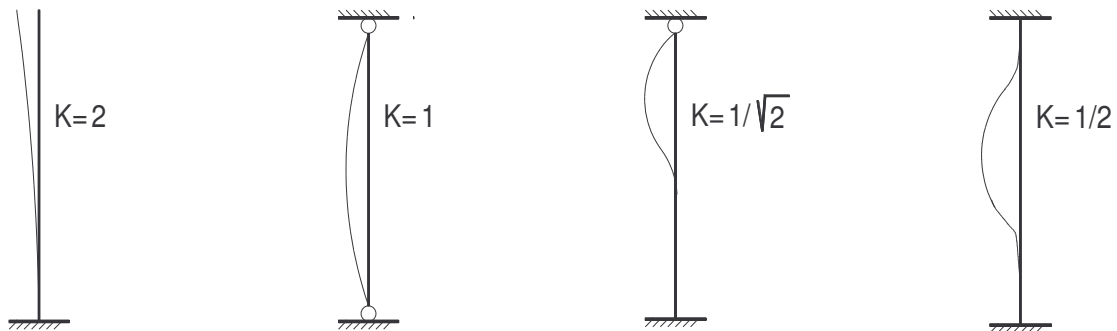
Pour un bâtiment à étages [Article B.8.3,1](#), la longueur libre L_o est comptée :

- entre faces supérieures de deux planchers consécutifs dans le cas d'un poteau d'étage courant,
- entre la face supérieure du premier plancher et la jonction avec la fondation dans le cas du premier niveau.

De façon générale :

$$L_f = K.L_o$$

Valeurs de K pour des poteaux isolés : [article B.8.3,2](#)



Valeurs de K pour des bâtiments : [article B.8.3,3](#)

- $K = 0,7$ si le poteau est à ses extrémités :
 - o encastré dans un massif de fondation,
 - o assemblé à des poutres de plancher le traversant de part en part, et ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré.
- $K = 1$ dans tous les autres cas.

Elancement:

Pour prendre en compte la section et l'inertie (moment quadratique) du poteau, on utilise une grandeur sans dimension, l'élancement λ , qui permet de comparer les poteaux entre eux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{\min}}$$

L_f : longueur de flambement

i_{\min} : rayon de giration mini de la section défini par la formule suivante :

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$$

I_{\min} : moment quadratique mini de la section

B : aire de la section droite

Exemple:

- poteaux rectangulaires avec $a < b$. Soit l_{fa} et l_{fb} les longueurs de flambement dans les sens a et b :

$$B = a \cdot b \quad \text{et} \quad I_{\min} = \frac{b \cdot a^3}{12} \quad \Rightarrow \quad i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12ab}} = \frac{a}{\sqrt{12}} \quad \Rightarrow \quad \lambda = \frac{l_{fa} \sqrt{12}}{a}$$

car
$$\lambda = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{fa} \sqrt{12}}{a} \left(I = \frac{ba^3}{12}; B = ab; i = \frac{a}{\sqrt{12}} \right) \\ \frac{l_{fb} \sqrt{12}}{b} \left(I = \frac{ab^3}{12}; B = ab; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \right) \end{array} \right.$$

- poteaux circulaires de diamètre ϕ :

$$B = \frac{\pi \cdot a^2}{4} \quad \text{et} \quad I = \frac{\pi \cdot a^4}{64} \quad \Rightarrow \quad i = \frac{a}{4} \quad \Rightarrow \quad \lambda = \frac{4l_f}{a}$$

5.4/ Détermination de la capacité portante : article B.8.4.1

La justification des poteaux n'est réalisée qu'aux E.L.U. On doit vérifier:

$$N_u \leq N_{u \lim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

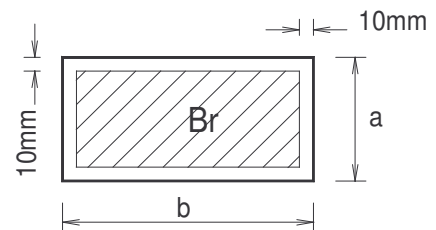
A : section des armatures longitudinales prises en compte dans le calcul

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

B_r est la section réduite du poteau. Elle est obtenue en déduisant 1cm aux dimensions réelles de la section sur sa périphérie

$$B_r = (a - 20)(b - 20) \quad (\text{mm}^2)$$



On compense le fait de négliger le flambement en minorant la valeur de l'effort normal résistant par un coefficient α dépendant de l'élançement.

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{p o u r } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{p o u r } 50 \leq \lambda \leq 70$$

5.5/ Pourcentage d'armature : article A.8.1,21

On doit respecter les règles suivantes:

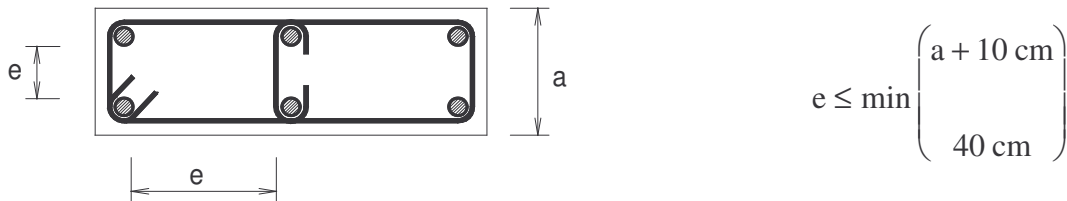
- un élément insuffisamment armé est fragile
- un élément trop armé est irréalisable correctement

$$A_{\min i} = \text{Max} \left[\begin{array}{l} \frac{0,2B}{100} \\ 4\text{cm}^2/\text{m de longueur de paroi} \end{array} \right] \leq A \leq \frac{5B}{100}$$

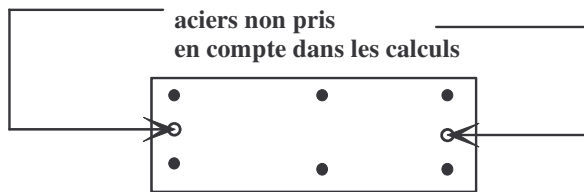
5.6/ Dispositions constructives : article A.8.1,22

Les armatures longitudinales doivent être réparties dans la section de manière à assurer au mieux la résistance au flambement de la pièce dans les directions les plus défavorables.

Dans une pièce rectangulaire la distance maximale entre 2 armatures est:

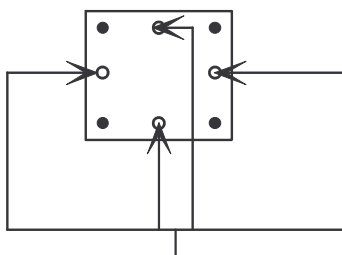


Si l'élançement du poteau est supérieur à 35, on ne peut tenir compte dans la section A_s que des armatures qui contribuent le plus efficacement à la rigidité du poteau, dans le sens où le moment quadratique est le plus faible.



Poteaux rectangulaires tels que

$$\frac{a}{b} \leq 0,9$$



Poteaux rectangulaires tels que

$$0,9 \leq \frac{a}{b} \leq 1,1$$

aciers non pris en compte dans les calculs

Poteaux carrés

5.7/ Détermination des armatures longitudinales

Données : $L_f, N_u, B, f_{c28}, f_e$

Inconnue : A_s

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Remarque: Si on trouve par le calcul une section négative, on placera alors la quantité $A_{s\text{mini}}$.

5.8/ Détermination des armatures transversales : article A.8.1,3

Ces armatures ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales. Elles évitent ainsi leur flambement. Le choix des armatures transversales se fait à partir de dispositions forfaitaires:

- Diamètre ϕ_t :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

- Espacement des différentes nappes s_t :

$$s_t \leq \begin{bmatrix} 15\phi_t \\ 40\text{cm} \\ a + 10\text{cm} \end{bmatrix}$$

Toutefois, en zone de recouvrement, le nombre d'armatures transversales doit être supérieur ou égal à 3. Dans la pratique, on assure un léger dépassement des extrémités des barres arrêtées, $2\phi_l$ environ, par rapport aux nappes extrêmes.

- Répartition des armatures:

Les armatures transversales doivent former une ceinture continue sur le pourtour du poteau.

Il faut maintenir par des étriers et des épingles les aciers situés en dehors des angles si leur ϕ est supérieur à 20 mm ou s'ils ont été pris en compte dans les calculs.

