

Construction mixte acier-béton

Calcul des poteaux mixtes

par **Jean-Marie ARIBERT**

Professeur émérite des universités

Conseiller scientifique au CTICM

Rédacteur de l'Eurocode 4 – Partie 1-1

1. Généralités.....	C 2 562 - 2
2. Méthode simplifiée de calcul.....	— 2
2.1 Domaine d'application	— 2
2.2 Voilement local des parois en acier	— 2
2.3 Résistance plastique en compression axiale.....	— 3
2.4 Résistance plastique en compression et flexion uniaxiale	— 3
2.5 Influence de l'effort tranchant.....	— 4
2.6 Élancement réduit au flambement.....	— 5
2.7 Imperfections géométriques équivalentes des poteaux mixtes.....	— 5
2.8 Calcul du moment fléchissant maximal le long du poteau.....	— 6
2.9 Vérification du poteau vis-à-vis de la compression et de la flexion uniaxiale	— 6
2.10 Vérification du poteau vis-à-vis de la compression et de la flexion biaxiale	— 8
3. Autres aspects du dimensionnement des poteaux mixtes	— 9
3.1 Résistance au cisaillement de l'interface acier-béton	— 9
3.2 Calcul du cisaillement longitudinal en partie courante	— 9
3.3 Calcul du cisaillement longitudinal dans les zones d'introduction des charges	— 9
3.4 Dispositions constructives pour l'enrobage des profilés et pour les armatures	— 10
4. Modèles de calcul plus généraux	— 11
4.1 Poteaux mixtes avec section monosymétrique	— 11
4.2 Notions pour des modèles de calcul plus généraux	— 12
Pour en savoir plus	Doc. C 2 564

Se plaçant dans le contexte d'approche de la version finale de l'Eurocode 4, cet article traite dans le détail du calcul des poteaux mixtes de section doublement symétrique, soumis à de la compression, à de la flexion uniaxiale ou biaxiale et à de l'effort tranchant. Les poteaux peuvent être considérés isolément ou se situer au sein d'une ossature rigide ou souple. Des aspects de dimensionnement liés à la résistance au cisaillement de l'interface acier-béton sont également abordés ainsi que certaines dispositions constructives pour l'enrobage des profilés et pour les armatures. Enfin, la méthode de calcul précédente est étendue au cas des poteaux à section monosymétrique, et quelques notions sont données pour le développement et l'utilisation de modèles de calcul plus généraux.

La thématique « Construction mixte acier-béton » se compose de cinq dossiers :

- [C 2 560] : Généralités. Caractéristiques des matériaux ;
- [C 2 561] : Calcul des poutres mixtes ;
- [C 2 562] : Calcul des poteaux mixtes ;
- [C 2 563] : Ossatures et assemblages ;
- [Doc. C 2 564] : Pour en savoir plus.

1. Généralités

Une présentation générale des poteaux mixtes a été donnée au paragraphe 1.2.2 de l'article [C 2 560], montrant qu'il existe une grande variété de sections possibles, en distinguant toutefois deux grandes familles : les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton et les profilés creux remplis de béton. Comme les poteaux en acier, les poteaux mixtes présentent les avantages suivants :

- une capacité portante élevée pour des dimensions de section relativement réduites ;
- une facilité d'assemblage aux autres éléments, les poutres en particulier, en raison de la présence de la composante acier (cf. le paragraphe 1.2.3 de l'article [C 2 560]) ;
- une aptitude à se déformer dans le domaine plastique et à avoir un comportement ductile.

De par la collaboration du béton avec l'acier, la solution d'un poteau mixte peut permettre une **réduction appréciable de la section du profilé acier**, par comparaison à la solution du poteau en acier seul, pour une capacité portante fixée. La protection apportée par le béton dans le cas de profilés partiellement ou totalement enrobés peut permettre de conférer à ces éléments une **résistance élevée à l'incendie** (cf. article [C 2 506]).

Les méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes, développées dans le présent article, se basent sur l'**Eurocode 4 – Partie 1-1**, paru en mars 1992 en tant que norme expérimentale (ENV) et actuellement applicable, en totalité ou en partie, dans le cadre contractuel d'un marché public ou privé ; mais elles tiennent compte également de la version finale de l'Eurocode 4 – Partie 1-1 (EN) dont la traduction officielle en langue française est disponible depuis décembre 2004 [23].

Il convient ici de signaler une évolution importante, relative précisément au calcul des poteaux mixtes entre les versions ENV et EN, concernant la méthode de vérification des poteaux vis-à-vis de l'instabilité de forme lorsque ces poteaux sont comprimés et fléchis. Il existe en fait deux méthodes possibles :

- l'une générale, évoquée au paragraphe 4 de cet article, pouvant s'appliquer aux poteaux de section non symétrique ou non uniforme sur leur longueur ;
- l'autre dite « simplifiée », développée ici au paragraphe 2, beaucoup plus pratique et souvent utilisée parce qu'elle s'applique aux poteaux de section doublement symétrique et uniforme sur leur longueur.

Dans la version ENV, la méthode simplifiée ne pouvait s'appliquer qu'à des poteaux considérés isolément au sein d'ossatures dites « rigides », c'est-à-dire d'ossatures où les effets globaux du second ordre géométrique étaient négligeables (on utilisait d'ailleurs le terme d'ossatures « à nœuds non déplaçables », les ossatures contreventées rentrant en particulier dans cette catégorie).

La version EN se veut plus générale en se basant systématiquement sur une analyse élastique du 2^e ordre géométrique (simplement au niveau local des éléments si la structure est rigide, et aux niveaux local des éléments et global de la structure si celle-ci est souple). Pour cela, la méthode simplifiée a été modifiée en prenant en compte l'influence des imperfections géométriques et structurales (essentiellement les contraintes résiduelles dans l'acier) au moyen d'imperfections géométriques équivalentes en arc dont les amplitudes ont été calibrées par rapport à des essais pour chaque type de section mixte et chaque plan de flambement. Désormais, la stabilité de forme des poteaux mixtes peut donc être vérifiée lorsque ceux-ci appartiennent à des ossatures souples. Par ailleurs, dans la version EN, la méthode simplifiée précédente a été adaptée de manière à pouvoir s'appliquer à des profilés de nuances d'acier S420 et S460 qui ne figuraient pas dans la version ENV (cf. § 3.3 de l'article [C 2 560]).

Dans le présent article, l'accent est mis sur la **méthode simplifiée de calcul des poteaux comprimés et fléchis** (paragraphe 2). D'autres aspects du dimensionnement sont également abordés, par exemple celui de l'**introduction des charges aux extrémités des poteaux**, celui du **cisaillement longitudinal le long de l'interface acier-béton**, celui de l'**enrobage des profilés et des armatures**, etc. (paragraphe 3). Des exemples d'application numérique de la méthode simplifiée peuvent être consultés dans les références (cf. [30], [31], [32]... en [Doc. C 2 564]). Enfin, quelques notions sont données sur la manière de concevoir un modèle de calcul plus général, nécessitant en général une résolution numérique (paragraphe 4).

2. Méthode simplifiée de calcul

2.1 Domaine d'application

Comme déjà dit, le domaine d'application de cette méthode est limité aux **éléments avec section doublement symétrique et uniforme sur leur longueur** (exemples à la figure 1, avec notations utiles pour la suite). La section en acier peut être constituée par un profilé laminé, un profilé formé à froid ou un profilé reconstitué soudé ; si cette section en acier est composée de deux ou plusieurs sections non solidarifiées, la méthode n'est pas applicable. D'autres limitations sont à considérer, à savoir :

- **a)** l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ du poteau, défini à la relation (19), ne doit pas dépasser la valeur 2 ;
- **b)** le rapport de contribution δ de l'acier, défini à la relation (24), doit se situer dans l'intervalle : $0,2 \leq \delta \leq 0,9$;
- **c)** dans le cas d'un profilé en acier totalement enrobé (cf. le cas **a** sur la figure 1), les épaisseurs maximales d'enrobage du béton à considérer dans les calculs ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, même si ces épaisseurs sont supérieures : $c_y = 0,4 b$ et $c_z = 0,3 h$;
- **d)** l'aire de la section d'armature longitudinale à considérer dans les calculs ne doit pas dépasser 6 % de l'aire de la section de béton ;
- **e)** enfin, il convient que le rapport entre la hauteur h de la section et sa largeur b se situe entre 0,2 et 5.

2.2 Voilement local des parois en acier

Le risque de voilement local des parois en acier d'un poteau mixte doit être parfaitement contrôlé avant d'entreprendre toute vérification relative à l'instabilité de forme de ce poteau. Dans le cas d'un profilé totalement enrobé, ce risque ne se présente pas, pour autant que l'épaisseur d'enrobage de béton soit suffisante (cf. paragraphe 3.4 sur les dispositions constructives). Pour les autres types de poteaux mixtes, poteaux partiellement enrobés et profilés creux remplis de béton, les élancements des parois de la section en acier ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- pour les profilés creux circulaires (figure 1e) :

$$d/t \leq 90 \varepsilon^2 \quad (1)$$

- pour les profilés creux rectangulaires (figure 1d) :

$$b/t \leq 52 \varepsilon \quad (2)$$

- pour les profilés en I partiellement enrobés (figure 1b) :

$$b/t_f \leq 44 \varepsilon \quad (3)$$

pour mémoire :

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$$

avec f_y valeur nominale de la limite d'élasticité de l'acier.

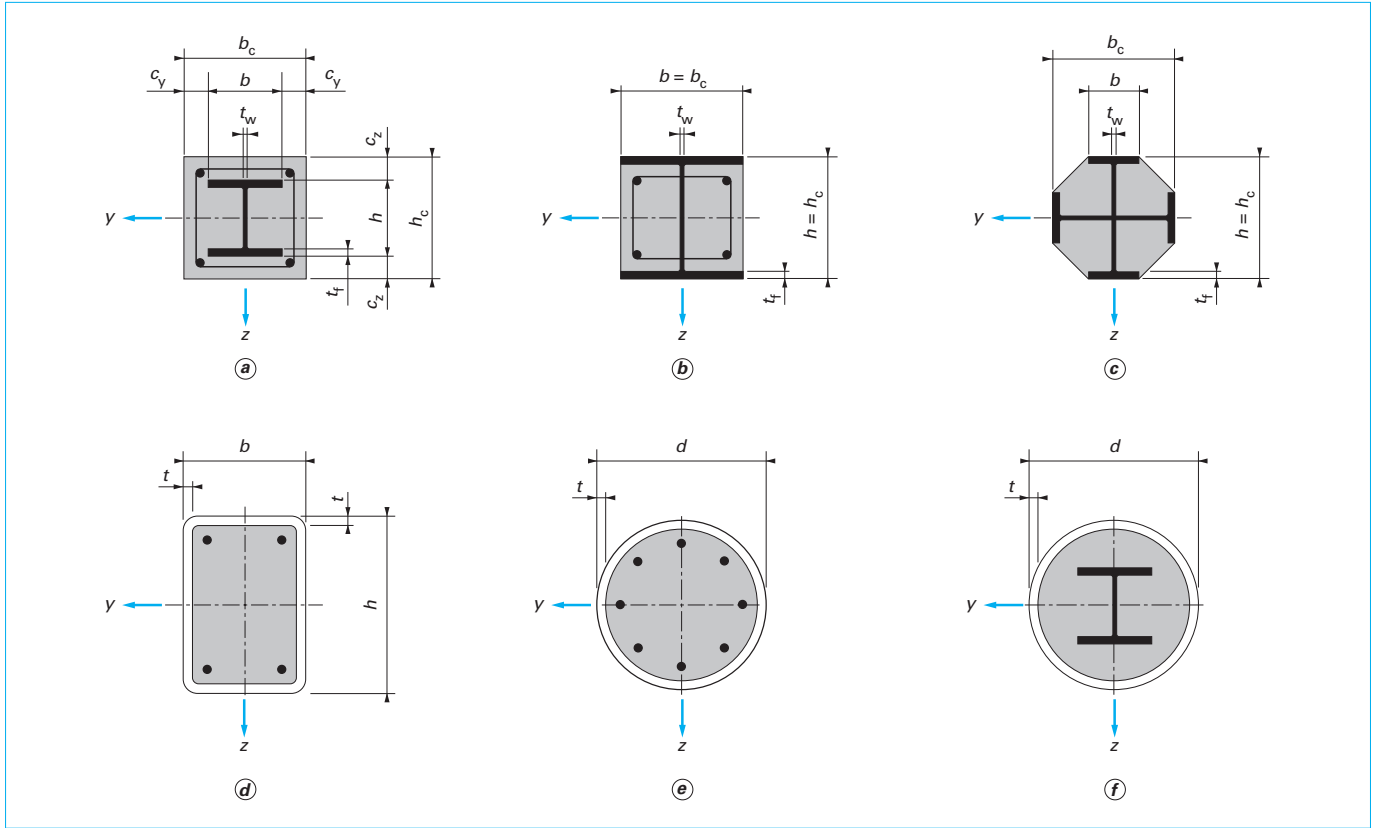


Figure 1 – Sections doublement symétriques de poteaux mixtes et notations

2.3 Résistance plastique en compression axiale

La résistance plastique en compression axiale, $N_{pl,Rd}$, d'une section de poteau mixte s'obtient simplement en additionnant les résistances plastiques de ses composants, soit :

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (4)$$

où A_a , A_c et A_s sont les aires des sections du profilé, du béton et de l'armature,

et f_{yd} , f_{cd} et f_{sd} sont, pour mémoire, les résistances de calcul des matériaux :

$$f_{yd} = f_y / \gamma_a, \quad f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad \text{et} \quad f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s \quad (5)$$

(cf. § 2.2.2 de l'article [C 2 560]).

L'expression (4) s'applique aux profilés partiellement ou totalement enrobés de béton. Pour les profilés creux remplis de béton, le coefficient 0,85 peut être remplacé par 1,0 en raison d'un effet favorable de confinement du béton (cf. 6.7.3.2(1) de [23]).

2.4 Résistance plastique en compression et flexion uniaxiale

La résistance plastique d'une section doublement symétrique d'un poteau mixte, soumise à un effort de compression N et à un moment de flexion M (agissant suivant l'un des axes \vec{y} ou \vec{z} de la

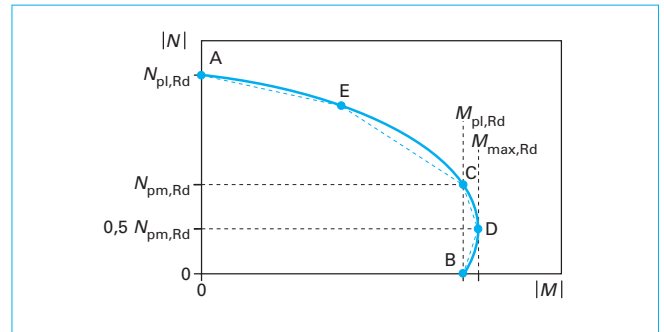


Figure 2 – Courbe d'interaction pour la résistance en compression et en flexion uniaxiale

section) peut être exprimée au moyen d'une courbe d'interaction dans le quart de plan $(|M|, |N|)$, telle que représentée sur la figure 2. La détermination de cette courbe est basée sur un calcul rigide-plastique conduisant à une configuration par « blocs rectangulaires » des distributions des contraintes normales en section (comme pour les sections de poutre du paragraphe 1.5 de [C 2 561]).

La courbe d'interaction présente un tracé continu, mais en pratique elle peut être remplacée par une ligne polygonale approximative, située du côté de la sécurité, en sélectionnant 4 ou 5 points A, B, C, D, E de la courbe. La détermination de ces points est facilitée par l'utilisation des propriétés de symétrie de la

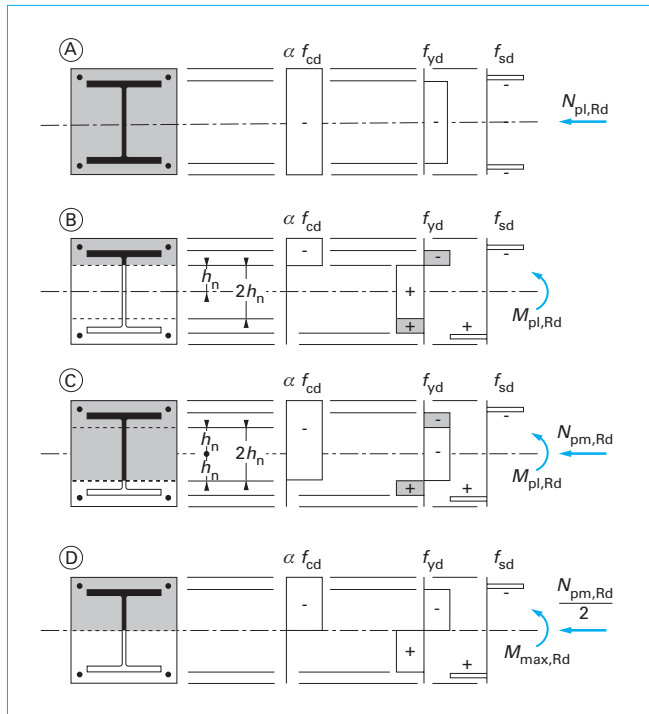


Figure 3 – Distributions de contraintes correspondant aux points A, B, C et D de la courbe d'interaction

section, comme l'illustre la figure 3 dans le cas d'un profilé en I totalement enrobé de béton. Le raisonnement qui suit pourrait s'appliquer à toute autre section doublement symétrique, le coefficient α multipliant f_{cd} valant 0,85 pour les profilés enrobés et 1 pour les profilés creux.

La distribution de contraintes qui correspond au **cas D** a son axe neutre nécessairement au milieu de la section. Cette position conduit en effet à une valeur maximale du moment résistant, $M_{\max, Rd}$, les résultantes des blocs de contraintes s'ajoutant toutes pour produire le moment autour de cet axe médian. D'où la valeur :

$$M_{\max, Rd} = W_{pa} f_{yd} + \frac{1}{2} W_{pc} \alpha f_{cd} + W_{ps} f_{sd} \quad (6)$$

où W_{pa} , W_{pc} et W_{ps} sont les modules plastiques respectivement du profilé, de la section complète du béton et des barres d'armature ; le facteur $\frac{1}{2}$ pour le béton est dû au fait que la demi-section de béton sous l'axe neutre est tendue, et donc négligée. Quant à W_{ps} , il s'obtient par simple addition des moments statiques de chaque barre, soit :

$$W_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} e_i \quad (7)$$

avec A_{si} aire de la section d'une barre en particulier,
 e_i distance de l'axe de cette barre à l'axe neutre mentionné,
 n nombre de barres d'armature.

La distribution de contraintes correspondant au **cas B** doit conduire à un effort axial nul ($|N| = 0$) ; en conséquence, l'axe neutre plastique de cette distribution se situe à une cote h_n au-dessus de

l'axe médian de la section, telle que la résultante (considérée en valeur absolue) du béton comprimé soit égale à la résultante des contraintes de traction dans l'acier pour la zone de hauteur $2h_n$. Le moment de résistance plastique, $M_{pl, Rd}$, est analogue, dans ce cas, à celui d'une poutre simplement fléchie (son expression est donnée plus loin, équation (11)).

La distribution de contraintes correspondant au **cas C** conduit au même moment de résistance plastique $M_{pl, Rd}$ puisque les contraintes de compression, tant dans le béton que dans l'acier, pour la zone de hauteur $2h_n$, s'autoéquilibrent en moment autour de l'axe médian. La résultante des contraintes de compression dans l'acier pour la zone de hauteur $2h_n$ étant égale, au signe près, à la résultante des contraintes de traction dans l'acier pour la zone de même hauteur du **cas B** (qui a été elle-même caractérisée par rapport au béton comprimé), il en résulte immédiatement que la résistance à l'effort axial pour le **cas C** est donnée par :

$$N_{pm, Rd} = A_c \alpha f_{cd} \quad (8)$$

où, pour mémoire, A_c est l'aire de la section complète de béton.

Si l'on revient alors au **cas D**, la résistance à l'effort axial n'est due qu'au bloc de béton au-dessus de l'axe neutre (les autres blocs s'autoéquilibrant), donc est égale à $N_{pm, Rd}/2$. Il reste encore à calculer $M_{pl, Rd}$, ce qui implique de connaître au préalable la cote h_n caractérisant la position de l'axe neutre du **cas B**. Pour cela, on peut soustraire à la distribution des contraintes du **cas C** celle du **cas B**, conduisant à des distributions de contraintes uniformes uniquement pour la zone de hauteur $2h_n$, de valeurs $-\alpha f_{cd}$ pour le béton et $-2f_{yd}$ pour l'acier, dont la résultante (en valeur absolue) est évidemment $N_{pm, Rd}$. D'où l'expression de h_n :

$$h_n = N_{pm, Rd} / [2 b \alpha f_{cd} + 2 t_w (2 f_{yd} - \alpha f_{cd})] \quad (9)$$

Il est alors pratique de calculer le moment de résistance plastique de la zone de hauteur $2h_n$ de la section du poteau, donné par une expression semblable à (6) :

$$M_{pn, Rd} = W_{pan} f_{yd} + \frac{1}{2} W_{pcn} \alpha f_{cd} + W_{psn} f_{sd} \quad (10)$$

où W_{pan} , W_{pcn} et W_{psn} sont respectivement les modules plastiques du profilé, du béton et éventuellement des barres d'armature compris dans la zone en question.

On peut soustraire à la distribution des contraintes du **cas D** celle de flexion de la zone de hauteur $2h_n$, envisagée précédemment ; on observe alors que les blocs de contraintes obtenus conduisent au même moment que ceux du **cas B**. D'où l'expression :

$$M_{pl, Rd} = M_{\max, Rd} - M_{pn, Rd} \quad (11)$$

La ligne polygonale ACDB de la courbe d'interaction de la figure 2 est donc définie. Quant au **point E**, il est recommandé de le situer à mi-distance de A et de C ; toutefois, le gain de résistance au point E est faible vis-à-vis d'une interpolation linéaire directe entre A et C, si bien que la détermination de E est souvent laissée de côté. On pourra trouver plus de détails sur la détermination de la courbe d'interaction dans l'Annexe C de l'ENV 1994-1-1 [2].

2.5 Influence de l'effort tranchant

Il convient de tenir compte de l'influence de l'effort tranchant V_{Ed} appliqué au poteau sur la résistance précédente à l'effort normal et à la flexion, au-delà d'une certaine valeur de cet effort tranchant. On admet que si l'effort tranchant $V_{a, Ed}$ qui s'exerce sur le profilé en acier seul dépasse 50 % de la résistance de calcul au cisaillement $V_{pl, Rd}$ de ce profilé, on doit tenir compte de cette

influence ; une manière de procéder consiste à utiliser pour l'aire de cisaillement A_v du profilé une limite d'élasticité réduite :

$$f_{yd}^{(red)} = (1 - \rho) f_{yd} \quad (12)$$

avec :

$$\rho = (2 V_{a,Ed} / V_{pl,Rd} - 1)^2 \quad (13)$$

Cette procédure est donc identique à celle utilisée avec les sections de poutres mixtes pour lesquelles le calcul rigide-plastique est applicable (cf. relation (46) de [C 2 561]). La résistance plastique à l'effort tranchant du profilé est évidemment donnée par :

$$V_{pl,Rd} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} \quad (14)$$

Pour un profilé en I ou H fléchi suivant l'axe fort, l'aire A_v a été déjà définie aux relations (39) et (40) de [C 2 561]. Si le profilé est fléchi suivant l'axe faible :

$$A_v = 2 t_f b \quad (15)$$

Pour un profilé creux rectangulaire, selon l'axe de flexion considéré, on peut prendre :

$$A_v = 2 h t \quad \text{ou} \quad A_v = 2 b t \quad (16)$$

et pour un profilé creux circulaire :

$$A_v = 2 d t \quad (17)$$

À titre de simplification, il est toujours possible de supposer que V_{Ed} agit sur le profilé en acier seul (autrement dit, on considère $V_{a,Ed}$ égal à V_{Ed}). Une analyse plus fine consiste à répartir V_{Ed} entre $V_{a,Ed}$ agissant sur le profilé et $V_{c,Ed}$ agissant sur le reste de la section en béton armé ; dans cette optique, l'Eurocode 4 (clause 6.7.3.2(4) de [23]) permet d'adopter la répartition suivante :

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad \text{et} \quad V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (18)$$

avec $M_{pl,a,Rd}$ moment de résistance plastique du profilé en acier seul,

$M_{pl,Rd}$ celui de la section mixte (cf. relation (11)).

Mais, dans cette hypothèse, s'il convient de s'assurer que $V_{a,Ed}$ ne dépasse pas $V_{pl,Rd}$, il est logique de s'assurer également que $V_{c,Ed}$ ne dépasse pas la résistance à l'effort tranchant de la partie en béton armé conformément à l'Eurocode 2 (cf. Section 6.2 de [11]).

2.6 Élancement réduit au flambement

Selon une définition similaire à celle des poteaux en acier (cf. Section 6.3.1 de [14]), l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ d'un poteau mixte pour le plan de flexion considéré est donné par :

$$\bar{\lambda} = (N_{pl,Rk} / N_{cr})^{1/2} \quad (19)$$

où $N_{pl,Rk}$ est la valeur caractéristique de la résistance plastique à la compression, soit, par différence avec (4) :

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + \alpha A_c f_{ck} + A_s f_{sk} \quad (20)$$

et N_{cr} est la charge critique élastique de flambement (au sens Eulérien) du poteau. Cette charge critique est elle-même donnée par :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{\ell^2} \quad (21)$$

• Dans la relation (21) : ℓ est la longueur de flambement du poteau. Cette longueur de flambement est évaluée en considérant

Tableau 1 – Élancements limites au-delà desquels les effets du fluage et du retrait sont à considérer

Type de structure	Structure rigide	Structure souple
Profilés enrobés de béton	$\bar{\lambda} = 0,8$	$\bar{\lambda} = 0,5$
Profilés creux remplis de béton	$\bar{\lambda} = 0,8 / (1 - \delta)$	$\bar{\lambda} = 0,5 / (1 - \delta)$

les nœuds d'extrémité du poteau fixes en déplacement (même si ce poteau est un élément d'ossature souple) et éventuellement en tenant compte des rigidités en rotation apportées par les liaisons d'extrémité avec les poutres (cf. Annexe E de l'Eurocode 3-1-1, version ENV [24]). Pour simplifier, ℓ peut être prise égale à la longueur d'épure L du poteau qui place nécessairement en sécurité.

• Quant au terme $(EI)_{eff}$, il représente la rigidité efficace en flexion de la section mixte du poteau qu'il convient de calculer par la formule suivante (spécifiée dans les versions ENV et EN de l'Eurocode 4-1-1) :

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + 0,6 E_{cm} I_c \quad (22)$$

où E_a , E_s et E_{cm} sont les modules d'élasticité respectivement du profilé en acier, de l'armature et du béton (cf. paragraphe 3 de [C 2 560]),

et I_a , I_s et I_c sont les moments d'inertie géométrique de ces mêmes composants, pour le plan de flexion considéré et calculés par rapport à l'axe médian de la section (en particulier, le béton est supposé non fissuré).

Dans (22), le module sécant d'élasticité E_{cm} doit être remplacé par un module réduit, $E_{c,eff}$, dit « efficace », pour tenir compte des effets à long terme du fluage et du retrait, lorsque ceux-ci sont significatifs. La version EN de l'Eurocode 4 indique pour cela la formule suivante (conduisant à une réduction un peu plus forte que celle de la version ENV) :

$$E_{c,eff} = E_{cm} / [1 + \varphi_t (N_{G,Ed} / N_{Ed})] \quad (23)$$

avec φ_t coefficient de fluage de l'Eurocode 2 (cf. § 3.1 de [C 2 560]),

N_{Ed} effort normal de calcul appliqué au poteau,

$N_{G,Ed}$ part de cet effort qui n'est due qu'aux actions permanentes.

Généralement, on considère que les effets du fluage et du retrait ne peuvent être négligés si l'augmentation des moments fléchissants dans le poteau (calculés au 1^{er} ordre géométrique), due au fluage (coefficient φ_t) et à l'effort normal $N_{G,Ed}$, devient supérieure à 10 % (cf. clause 6.7.2(7) de [23]).

À toutes fins utiles, on peut rappeler des critères d'élancement limite, donnés dans la version ENV de l'Eurocode 4 (de manière un peu schématique mais très pratique) en dessous desquels les effets du fluage et du retrait peuvent être négligés ; ces critères sont rassemblés au tableau 1, en distinguant le cas des structures rigides et celui des structures souples. Dans ce tableau, le terme δ correspond à la contribution du profilé en acier à la résistance plastique de la section mixte en compression, par le biais du rapport :

$$\delta = A_a f_{yd} / N_{pl,Rd} \quad (24)$$

2.7 Imperfections géométriques équivalentes des poteaux mixtes

Pour vérifier la stabilité au flambement d'un poteau considéré isolément, il est nécessaire de prendre en considération les imperfections de celui-ci comme les défauts de rectitude, les défauts de planéité des parois, les petits excentrement de charge dus aux

assemblages, les contraintes résiduelles de l'acier, etc. Dans le cas particulier d'un élément soumis uniquement à une compression axiale, ces imperfections peuvent être traduites dans le choix d'une courbe de flambement appropriée, telle que les courbes *a*, *b*, *c*,... de l'Eurocode 3.1.1 (cf. clause 6.3.1 de [14]). La vérification au flambement dans ce cas se limite alors à satisfaire l'inégalité :

$$N_{Ed} \leq \chi(\bar{\lambda}) N_{pl, Rd} \quad (25)$$

avec N_{Ed} effort normal de calcul,
 χ facteur de réduction attaché à la courbe de flambement adoptée, fonction de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$.

Cette possibilité existe bien dans l'Eurocode 4.1.1 (cf. 6.7.3.5 de [23]). Mais pour les raisons exposées au paragraphe 1 de cet article, les auteurs de la version EN de cet Eurocode ont été conduits à introduire, plus directement, des imperfections géométriques équivalentes en arc, à considérer avant l'application des sollicitations de compression et flexion au poteau mixte. Les valeurs de ces imperfections (en tant que flèche maximale e_0 de l'arc) sont indiquées dans le tableau 2 sous la forme de fractions de la longueur d'épure L du poteau, et en correspondance aux courbes de flambement déjà mentionnées. Il est important de souligner que ces imperfections équivalentes ne peuvent être utilisées qu'avec une analyse en comportement élastique linéaire (et non avec une analyse élasto-plastique) aussi bien au niveau de l'élément que de la structure. En outre, afin que ces imperfections conduisent à la même précision de calcul pour les poteaux simplement comprimés que pour ceux comprimés et fléchis, des études de calibrage [25] ont montré qu'il convenait de modifier, pour l'analyse élastique d'un élément et de la structure, l'expression (22) de la rigidité en flexion d'une section mixte de poteau. Dans cette optique, l'Eurocode 4.1.1 (cf. 6.7.3.4(2) de [23]) adopte l'expression :

$$(EI)_{eff, II} = 0,9 (E_a I_a + E_s I_s + 0,5 E_{cm} I_c) \quad (26)$$

où l'indice II veut traduire l'emploi parallèle d'un calcul au 2^e ordre géométrique (local si la structure est rigide, local et global si elle est souple) et où les coefficients 0,5 et 0,9 résultent apparemment des effets de fissuration du béton et de 2^e ordre. Là encore, dans l'expression (26), le module d'élasticité E_{cm} du béton peut être réduit selon la relation (23) lorsque les effets du fluage et du retrait ne sont pas négligeables.

2.8 Calcul du moment fléchissant maximal le long du poteau

L'introduction d'une imperfection géométrique équivalente en arc dans un poteau implique obligatoirement un calcul local au 2^e ordre géométrique permettant d'exprimer l'amplification de flèche du poteau sous l'action de l'effort normal N_{Ed} et de calculer les moments de flexion secondaires qui en résultent le long de ce poteau.

En accord avec l'Eurocode (cf. clause 5.3.2(7) de [14]), il peut être parfois avantageux de remplacer l'imperfection e_0/L en arc par une distribution de charge transversale uniformément répartie, d'intensité $q = 8 N_{Ed} e_0/L^2$ par unité de longueur, comme l'indique la figure 4a (on pourrait également envisager une charge concentrée équivalente, à mi-hauteur du poteau).

Par ailleurs, lorsque le poteau n'est pas bi-articulé à ses extrémités, il est soumis, sur sa hauteur, à une certaine distribution de moments de flexion, en général linéaire et résultant des moments exercés aux extrémités M_{Ed} et $(-r M_{Ed})$ avec $-1 \leq r \leq 1$, comme l'illustre la figure 4b. Il convient de préciser pour un poteau au sein d'une structure que ces moments d'extrémité sont calculés par une analyse globale du 1^{er} ordre géométrique si la structure est rigide ; en revanche, si la structure est souple et si les imperfections locales des poteaux n'ont pas été introduites dans l'analyse glo-

bale de la structure (cf. clause 5.3.2.1(2) de [23] autorisant cette possibilité), M_{Ed} et $(-r M_{Ed})$ intègrent les effets globaux du 2^e ordre géométrique de l'analyse. Dans les deux situations et localement pour le poteau considéré, la distribution linéaire du moment fléchissant entre M_{Ed} et $r M_{Ed}$ doit être considérée comme une distribution de moments primaires qu'il convient d'amplifier sous l'action de l'effort normal N_{Ed} (donc au même titre que l'imperfection initiale en arc e_0).

Un calcul rigoureux de Résistance des Matériaux, utilisant la rigidité de flexion (26), serait possible pour trouver la valeur maximale du moment fléchissant le long du poteau, résultant conjointement de l'imperfection en arc e_0 , de la distribution linéaire de moments mentionnée précédemment, et éventuellement d'une autre distribution comme celle due à la présence d'une charge transversale (cf. [26] par exemple).

À titre de simplification (permise par l'Eurocode ; cf. 6.7.3.4(5) de [23]), on peut se contenter de calculer le moment amplifié maximal de chacune des actions précédentes en multipliant le moment maximal primaire de l'action (par exemple M_{Ed} pour la figure 4b) par le facteur classique d'amplification :

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr}} \geq 1,0 \quad (27)$$

où β dépend du type d'action comme indiqué au tableau 3,

et la charge critique N_{cr} est calculée selon (21), (22) et éventuellement (23).

En cumulant les valeurs des moments ainsi amplifiés pour les différentes actions, le résultat est nécessairement conservatif (puisque ces moments maximaux amplifiés ne se situent pas *a priori* dans les mêmes sections). Finalement, on désigne par

$M_{Ed}^{(max)}$ le moment fléchissant calculé de la sorte dans le poteau (ou selon une méthode plus précise), moment qu'il convient de resituer maintenant par rapport à la courbe d'interaction de résistance plastique établie au paragraphe 2.4 (figure 2).

2.9 Vérification du poteau vis-à-vis de la compression et de la flexion uniaxiale

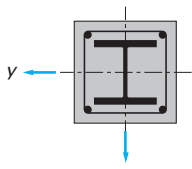
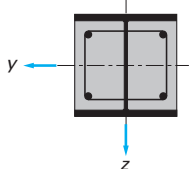
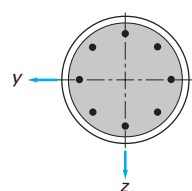
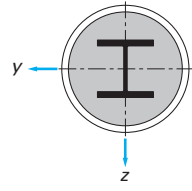
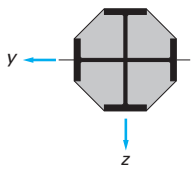
La vérification à effectuer en flexion uniaxiale combinée à la compression N_{Ed} consiste à satisfaire :

$$|M_{Ed}^{(max)}| \leq \alpha_M M_{pl, N, Rd} = \alpha_M \mu_d M_{pl, Rd} \quad (28)$$

où $M_{pl, N, Rd}$ est la résistance plastique à la flexion pour le niveau d'effort normal N_{Ed} , donnée par $\mu_d M_{pl, Rd}$ comme l'indique la figure 5.

On ne peut toutefois utiliser des valeurs de μ_d supérieures à 1,0 que lorsque le moment fléchissant $M_{Ed}^{(max)}$ dépend directement des actions qui génèrent l'effort N_{Ed} , par exemple lorsque $M_{Ed}^{(max)}$ résulte d'excentremets de l'effort normal N_{Ed} aux extrémités du poteau. Dans le cas où le moment fléchissant $M_{Ed}^{(max)}$ et l'effort normal N_{Ed} résultent d'actions indépendantes, la combinaison de ces effets a un caractère « vectoriel » (cf. clause 6.4.3.1(5) de [21]) ; il convient alors de réduire le coefficient partiel γ_F des actions pouvant conduire à une augmentation de la résistance du poteau. Conformément à la version EN de l'Eurocode 4 (clause 6.7.1(7) de [23]) et plus précisément à la version ENV/DAN de cet Eurocode (clause 4.8.3.13(6) I de [2]), cela signifie une réduction de 20 % du coefficient γ_F des actions qui génèrent N_{Ed} , du moins lorsque $|N_{Ed}|$ est inférieur à $N_{pm, Rd}/2$ (cf. figure 2).

**Tableau 2 – Imperfections géométriques équivalentes
des poteaux mixtes**

Section	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement	Imperfection ϵ_0 d'élément
Profilé enrobé de béton 		$y - y$	b	$L / 200$
		$z - z$	c	$L / 150$
Profilé partiellement enrobé de béton 		$y - y$	b	$L / 200$
		$z - z$	c	$L / 150$
Profilé creux circulaire et rectangulaire en acier 	$\rho_s \leq 3\%$	quelconque	a	$L / 300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	quelconque	b	$L / 200$
Profilé creux circulaire en acier avec adjonction d'un profilé en I 		$y - y$	b	$L / 200$
		$z - z$	b	$L / 200$
Profilé partiellement enrobé de béton avec profilés en I disposés en croix 		quelconque	b	$L / 200$

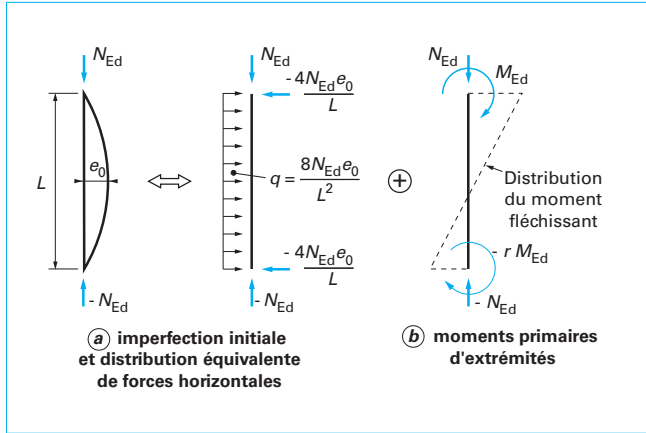


Figure 4 – Exemple type d'actions primaires appliquées au poteau

Tableau 3 – Facteurs β pour la détermination des moments fléchissants amplifiés	
Distribution des moments	Facteurs de moment β
	Moments fléchissants de premier ordre résultant de l'imperfection de l'élément ou de la charge transversale : $\beta = 1,0$
	Moments d'extrémité : $\beta = 0,66 + 0,44 r$ mais $\beta \geq 0,44$

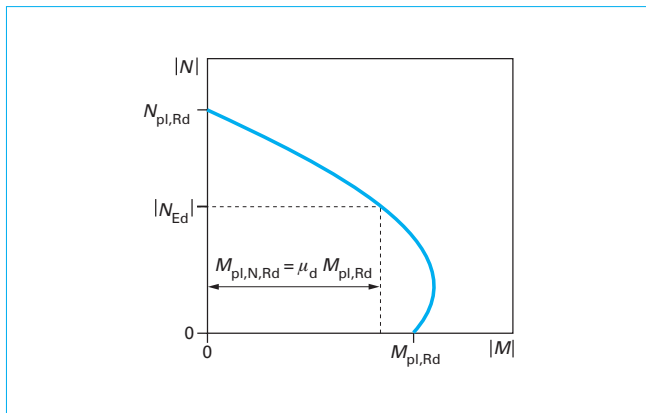


Figure 5 – Utilisation de la courbe d'interaction pour la vérification en compression et flexion uniaxiale

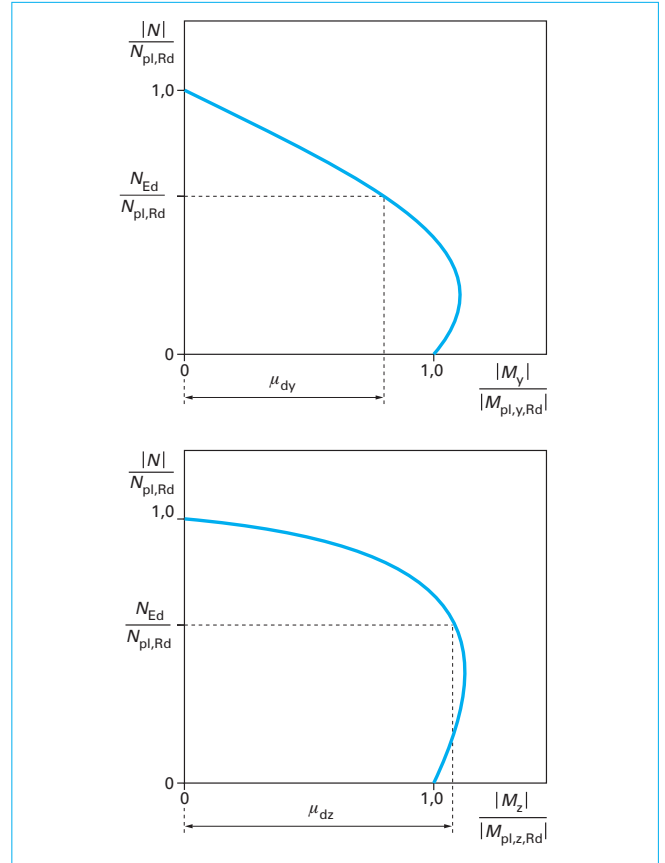


Figure 6 – Courbes d'interaction pour la vérification en compression et flexion biaxiale

Le coefficient α_M dans (28) a le sens d'un coefficient correcteur de la résistance optimiste de la section du poteau dans la mesure où celle-ci a été obtenue avec un modèle de comportement rigide-plastique. Le calibrage par rapport à des essais et calculs par éléments finis a montré qu'il convenait d'adopter $\alpha_M = 0,9$ pour les nuances d'acier S235 à S355 des profilés, et $\alpha_M = 0,8$ pour les nuances S420 et S460 [25].

2.10 Vérification du poteau vis-à-vis de la compression et de la flexion biaxiale

Lorsque le poteau comprimé est soumis à une flexion biaxiale, on détermine les valeurs μ_{dy} et μ_{dz} séparément pour chaque plan principal de flexion (avec sa courbe d'interaction propre ; cf. figure 6), comme expliqué au paragraphe 2.9. Assez souvent, le plan de flexion le plus critique est évident, et il n'est pas nécessaire d'effectuer une vérification en compression et flexion uniaxiale pour chaque plan séparément. Lorsqu'il n'en est pas ainsi, il convient d'effectuer les vérifications pour les deux plans en satisfaisant les trois conditions :

$$|M_{y,Ed}^{(max)}| \leq \alpha_M \mu_{dy} M_{pl,y,Rd} ; \quad |M_{z,Ed}^{(max)}| \leq \alpha_M \mu_{dz} M_{pl,z,Rd} \quad (29)$$

$$|M_{y,Ed}^{(max)}| / (\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}) + |M_{z,Ed}^{(max)}| / (\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}) \leq 1 \quad (30)$$

La condition (30) n'est autre qu'une condition d'interaction spatiale entre les deux flexions uniaxiales. Le coefficient correcteur α_M a les mêmes valeurs qu'au paragraphe 2.9. Il y a lieu d'indiquer également que la prise en compte de l'imperfection géométrique équivalente est à envisager uniquement dans le plan pour lequel la ruine est attendue ; autrement dit, dans les conditions (29) et (30), si l'on considère $M_{y,Ed}^{(max)}$ comme un moment amplifié par les effets locaux du 2^e ordre, $M_{z,Ed}^{(max)}$ doit être considéré comme un moment primaire, et réciproquement.

3. Autres aspects du dimensionnement des poteaux mixtes

3.1 Résistance au cisaillement de l'interface acier-béton

La méthode de calcul développée au paragraphe précédent s'est placée implicitement dans l'hypothèse d'une interaction complète entre les composants acier et béton (en considérant en particulier des moments de résistance plastique non réduits), donc d'une absence de glissement significatif entre les deux composants.

La résistance au cisaillement de l'interface peut être assurée par adhérence et frottement ; lorsque cela est nécessaire, elle peut être renforcée par la présence d'une liaison mécanique par connecteurs ou par broches traversantes. Si la surface du profilé en contact avec le béton est dépourvue de peinture, d'huile ou de graisse et de calamine ou de rouille non adhérentes, on peut adopter pour la résistance de calcul au cisaillement, τ_{Rd} , par adhérence et frottement, les valeurs indiquées au tableau 4 (clause 6.7.4.3(3) de [23]). Ces valeurs peuvent être appliquées aussi bien en partie courante du poteau que dans ses zones d'extrémité où sont introduites des charges provenant des assemblages avec les poutres. Des indications sur la manière de calculer la contrainte de cisaillement à l'interface acier-béton dans ces différentes zones sont données ci-après.

3.2 Calcul du cisaillement longitudinal en partie courante

La détermination exacte de la distribution du cisaillement longitudinal peut être complexe si l'on tient compte de tous les paramètres susceptibles de jouer sur le comportement des poteaux (fissuration du béton, retrait et fluage, ordre des opérations de construction, etc.). Aussi, des simplifications de calcul sont-elles permises par l'Eurocode, sans exclure pour cela des méthodes plus précises.

Tableau 4 – Résistance de calcul au cisaillement τ_{Rd}

Type de section	τ_{Rd} (N/mm ²)
Profilés totalement enrobés de béton	0,30
Profilés creux circulaires remplis de béton	0,55
Profilés creux rectangulaires remplis de béton	0,40
Semelles de profilés partiellement enrobés	0,20
Ames de profilés partiellement enrobés	0,00

En ce qui concerne la distribution longitudinale de l'effort tranchant V_{Ed} dû aux moments d'extrémité et/ou à des charges transversales, celle-ci peut être répartie entre le profilé et le béton armé selon la procédure pratique de calcul de $V_{a,Ed}$ et $V_{c,Ed}$ déjà explicitée à la relation (18).

Quant au calcul de la **contrainte de cisaillement**, il peut être basé sur un calcul de section mixte non fissurée, utilisant le concept de moment statique en section homogénéisée (comme pour les poutres mixtes ; cf. § 1.9.3 de [C 2 561]) ; si dans la méthode du paragraphe 2 on a été amené à tenir compte des effets à long terme, il apparaît logique d'utiliser pour l'homogénéisation de la section un coefficient d'équivalence acier-béton (cf. § 3.1 de [C 2 560]) égal à $n = E_a/E_{c,eff}$, avec la valeur de $E_{c,eff}$ donnée plus haut par la relation (23).

3.3 Calcul du cisaillement longitudinal dans les zones d'introduction des charges

Les sollicitations (efforts tranchants, moments) provenant des assemblages du poteau aux poutres doivent être réparties entre le profilé en acier et le béton armé sur une certaine longueur de poteau, dite « longueur de transfert », au-delà de laquelle la section du poteau fonctionne effectivement comme une section mixte courante. À défaut d'une évaluation plus précise, la longueur de transfert p ne doit pas dépasser deux fois la dimension transversale minimale du poteau (cf. figure 7 extraite de [2]), ni $L/3$ où L est la longueur du poteau (cf. 6.7.4.2(2) de [23]).

On admet qu'il est possible de répartir les efforts introduits entre les composants acier et béton armé au prorata de leurs résistances plastiques, adoptant de la sorte :

– les **efforts normaux** :

$$N_{cs,Ed} = N_{Ed} (1 - \delta) ; \quad N_{a,Ed} = N_{Ed} - N_{cs,Ed} \quad (31)$$

où δ a été défini à la relation (24),

– et les **moments** :

$$M_{cs,Ed} = M_{Ed} \frac{M_{pl,c,Rd}}{M_{pl,Rd}} ; \quad M_{a,Ed} = M_{Ed} - M_{cs,Ed} \quad (32)$$

dans ces expressions, l'indice « a » correspond au profilé en acier, l'indice « cs » à la composante béton incluant l'armature, et $M_{pl,c,Rd}$ est le moment de résistance plastique de la section sans la contribution du profilé.

Lorsque les efforts N_{Ed} et M_{Ed} sont introduits au niveau du profilé en acier (par exemple par l'intermédiaire d'un gousset soudé sur le profilé ; cf. figure 7), il convient de transférer au béton les parties d'effort $N_{cs,Ed}$ et $M_{cs,Ed}$; c'est évidemment l'inverse lorsque N_{Ed} et M_{Ed} sont appliqués au béton (par exemple par l'intermédiaire d'une platine d'extrémité pouvant comporter des connecteurs soudés).

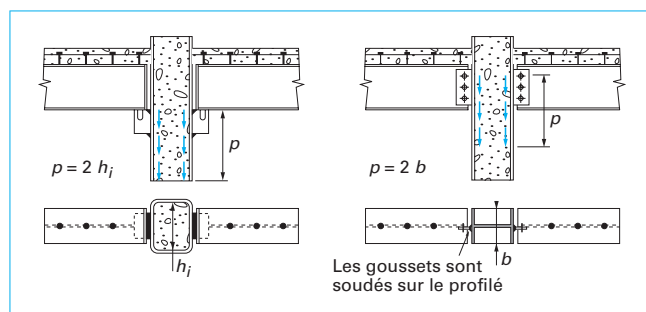


Figure 7 – Définition de la longueur de transfert

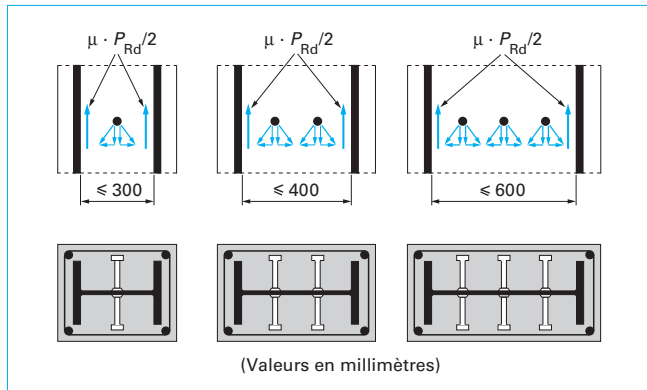


Figure 8 – Forces de frottement additionnelles sur les faces internes des semelles en présence de goujons à tête

Lorsque la résistance de calcul au cisaillement, τ_{Rd} , du tableau 4 est dépassée sur la longueur de transfert p , il convient de prévoir une liaison mécanique par connecteurs dans cette zone ; c'est souvent le cas des poteaux mixtes conçus en continuité au passage des planchers, au contraire des poteaux interrompus par des platines d'extrémité.

Dans le cas de profilés en I ou H totalement ou partiellement enrobés de béton et lorsque la résistance naturelle au cisaillement τ_{Rd} n'est pas suffisante, des connecteurs de type goujons à tête peuvent être soudés sur l'âme du profilé. En supplément à l'effort de résistance au cisaillement P_{Rd} apporté par chaque connecteur (cf. relations (53) et (54) de [C 2 561]), des essais [27] ont montré qu'il était possible de tenir compte du frottement agissant sur les faces internes des semelles ; ce frottement supplémentaire peut être pris égal à $\mu P_{Rd}/2$ où le coefficient de frottement μ a la valeur 0,5. Toutefois, cette possibilité n'est autorisée par l'Eurocode (cf. 6.7.4.2(4) de [23]) que si la largeur entre semelles reste inférieure aux valeurs données en millimètres sur la figure 8, afin que le béton puisse bénéficier d'un certain confinement.

Dans le cas de profilés creux remplis de béton pour lesquels il n'est pas facile de souder des goujons à l'intérieur, et même impossible lorsque les poteaux sont continus au passage des planchers, une solution efficace d'introduction des charges de plancher consiste à utiliser un gousset traversant et soudé sur le profilé de manière à introduire les charges conjointement sur les parties acier et béton. Des essais [28] ont montré, dans le cas de profilés creux circulaires ou carrés, que la résistance de calcul du béton en compression locale, $\sigma_{c,Rd}$, sous le gousset, pouvait être élevée en raison du confinement du béton (figure 9a) ; l'Eurocode 4 (clause 6.7.4.2(6) de [23]) propose à ce sujet la formule :

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{a} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \min \left(\frac{A_c}{A_1} f_{cd}, f_{yd} \right) \quad (33)$$

- avec t épaisseur de la paroi du profilé,
 a diamètre ou largeur du profilé (selon qu'il est circulaire ou carré),
 A_c aire de la section de béton du poteau,
 A_1 aire immédiatement sollicitée sous le gousset,
 η_c coefficient empirique valant 4,9 pour les profilés circulaires et 3,5 pour les profilés carrés.

En outre, il convient d'appliquer la relation (33) pour des rapports A_c/A_1 ne dépassant pas la valeur 20.

La relation (33) est également applicable lorsque le profilé creux est interrompu par une platine soudée, d'épaisseur t_g , et renforcée par des raidisseurs d'épaisseur t_s , comme le montre la disposition

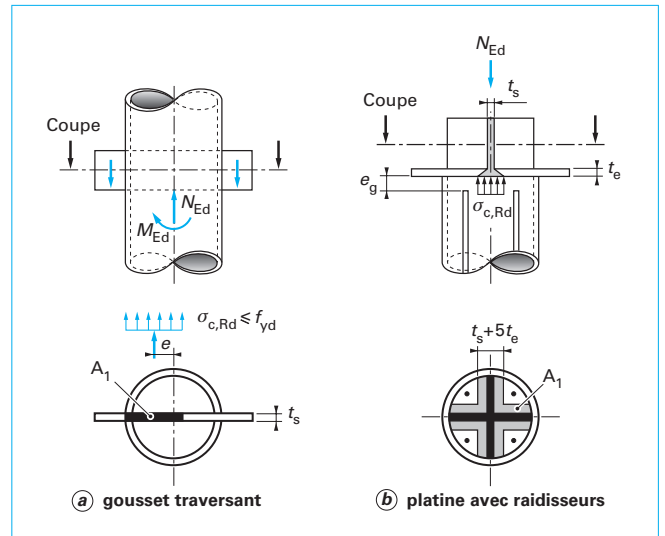


Figure 9 – Introduction des charges dans des poteaux à profilés creux

de la figure 9b ; dans ce cas, l'aire A_1 peut tenir compte de la diffusion de l'effort local à travers la platine (largeur de diffusion égale à $t_s + 5 t_g$). À noter, dans le cas des profilés circulaires, que l'armature longitudinale peut être prise en compte dans la résistance du poteau, même si elle n'est pas soudée à la platine d'extrémité, à condition que l'espacement e_g entre l'armature et la platine d'extrémité ne dépasse pas 30 mm.

3.4 Dispositions constructives pour l'enrobage des profilés et pour les armatures

Lorsque les profilés en acier sont totalement enrobés, il convient de réaliser un enrobage minimal de béton armé afin d'assurer le bon transfert des efforts d'adhérence et la protection de l'acier contre la corrosion, afin également d'éviter le risque d'éclatement du béton. En particulier, l'enrobage d'une semelle de profilé ne doit pas être inférieur à 40 mm, ni inférieur au sixième de la largeur b de la semelle.

Pour les profilés totalement ou partiellement enrobés, la section de l'armature longitudinale ne doit pas être inférieure à 0,3 % de la section du béton pour être prise en compte dans la résistance de la section mixte des poteaux. En revanche, les profilés creux remplis de béton peuvent être utilisés sans armature longitudinale, mais très souvent l'exigence de résistance au feu (en particulier lorsqu'elle est supérieure à R30) oblige à placer une armature.

La valeur supérieure de section d'armature à retenir dans les calculs pour tous les types de poteaux, à savoir 6 % de la section du béton, a déjà été précisée au § 2.1 d. En règle générale, les dispositions constructives des armatures longitudinales et transversales des poteaux mixtes ainsi que leurs enrobages doivent être conformes à la pratique des poteaux en béton armé (cf. les Sections 9.5 et 4 de l'Eurocode 2 [11]). Toutefois, avec les profilés totalement ou partiellement enrobés, il arrive que le jeu entre des barres d'armature longitudinale et le profilé soit plus faible que celui exigé en béton armé, voire nul ; dans ce cas, il convient d'évaluer l'adhérence de l'armature avec un périmètre c égal à la moitié ou au quart de celui de la barre, selon le cas (cf. cas (a) et (b) sur la figure 10). Enfin, certaines dispositions constructives peuvent être ajoutées pour de simples raisons de fabrication. Par exemple, dans le cas de profilés partiellement enrobés, après coulage du béton dans l'une des chambres des profilés, ceux-ci sont généra-

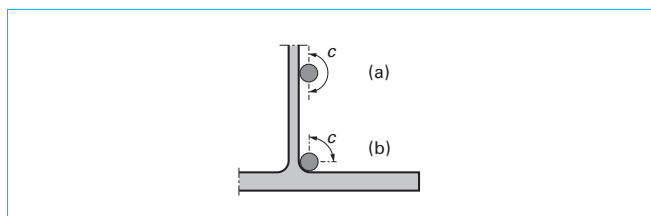


Figure 10 – Périmètre modifié pour l'adhérence des barres d'armature

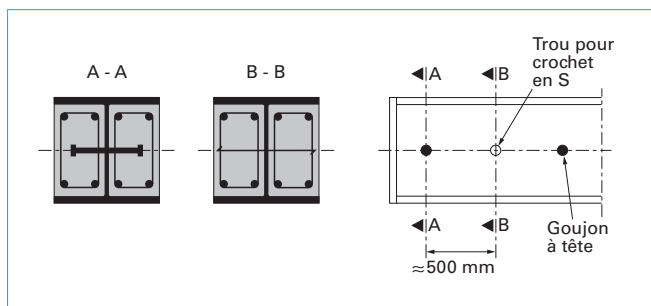


Figure 11 – Dispositif d'ancrage pour la fabrication des poteaux mixtes partiellement enrobés

lement retournés au bout de 24 h pour couler le béton dans l'autre chambre ; pour éviter une désolidarisation du béton partiellement durci et coulé en première phase, un dispositif d'ancrage par goudjons soudés sur l'âme et/ou crochets traversants peut être utilisé, comme illustré par la figure 11.

4. Modèles de calcul plus généraux

Dans cette dernière partie, on présente tout d'abord une extension possible de la méthode simplifiée du paragraphe 2 au cas de poteaux avec une section monosymétrique. On donne ensuite quelques notions pour développer et appliquer des modèles de calcul plus généraux, exigeant en pratique une résolution de type numérique.

4.1 Poteaux mixtes avec section monosymétrique

Pour des raisons constructives et/ou esthétiques, voire économiques, certains poteaux mixtes peuvent être conçus avec une section seulement monosymétrique, comme l'illustre la figure 12 (profilé en I ou H totalement enrobé, mais excentré ; profilé creux rempli de béton avec un conduit circulaire). Ceci ne concerne pas toutefois d'éventuelles dissymétries qui proviendraient de sections différentes des barres d'armature longitudinale, considérées en pratique comme négligeables.

La méthode simplifiée présentée dans les paragraphes 2.7 à 2.9 peut être adaptée à de tels poteaux lorsqu'ils ne sont soumis qu'à une sollicitation de compression avec (ou sans) flexion uniaxiale agissant dans le plan de symétrie, comme l'ont montré des essais [29] et comme l'autorise l'Annexe D de l'Eurocode 4 – DAN [2] qui reste toujours applicable.

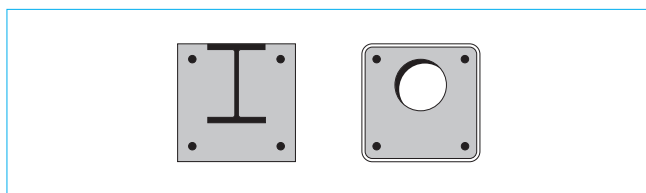


Figure 12 – Exemples de sections monosymétriques de poteaux mixtes

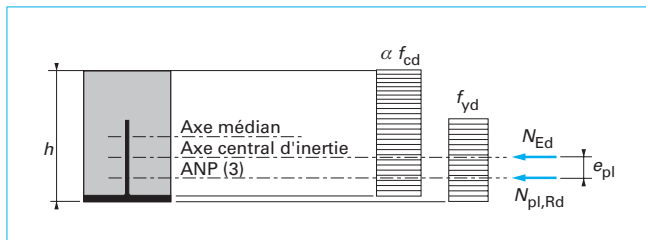


Figure 13 – Axes de référence d'une section monosymétrique

Préalablement à toute vérification, il convient de positionner l'axe central d'inertie de la section mixte, dit parfois « axe de flexion simple élastique », en supposant le béton non fissuré et en homogénéisant le béton par rapport à l'acier à l'aide du coefficient d'équivalence classique n_0 (cf. relation (3) de [C 2 560]).

La dissymétrie dans le plan de flexion est alors caractérisée par la distance entre cet axe central d'inertie et l'axe médian (au sens géométrique) de la section (figure 13) ; cette distance ne doit pas dépasser $h/10$, où h est la hauteur hors-tout de la section parallèlement à l'axe de symétrie, pour que les vérifications qui suivent soient valables.

Lorsque le poteau n'est soumis qu'à un effort de compression N_{Ed} s'exerçant au niveau de l'axe central d'inertie (c'est-à-dire du centre de gravité géométrique de la section homogénéisée), la vérification de type (25) et son équivalence par imperfection géométrique en arc restent applicables sous réserve de considérer :

- la courbe de flambement b pour les profilés creux remplis de béton ;
- la courbe de flambement c pour les profilés enrobés fléchis suivant l'axe fort ;
- une courbe de flambement plus sévère, à savoir la courbe d (cf. 6.3.1.2 de [14]) pour tous les autres cas.

Lorsque le poteau est soumis à un effort de compression N_{Ed} combiné à une certaine distribution de moment de flexion uniaxiale, $M_{y,Ed}(x)$, les deux sollicitations en section étant supposées réduites au niveau de l'axe central d'inertie, il est possible de procéder comme suit. Tout d'abord, on détermine la courbe d'interaction de résistance plastique ($M, |N|$) de la section mixte du poteau, chaque point courant de la courbe étant une fonction de la position de l'axe neutre plastique de cette section. Le principe de calcul est similaire à celui exposé au paragraphe 2.4, avec des distributions de contraintes normales par « blocs rectangulaires » en supposant un comportement rigide-plastique des matériaux ; l'axe neutre plastique sépare la section mixte en deux zones, l'une où le béton est fissuré (et négligé), l'autre où le béton est comprimé à la valeur αf_{cd} . Contrairement au cas des sections mixtes doublement symétriques, il n'existe pas de ligne polygonale approximative de la courbe d'interaction, et le tracé de celle-ci doit se faire numériquement, point par point. En outre, la courbe d'interaction doit être considérée dans le demi-plan $|N| > 0$ (et non dans un quart de plan), ayant une forme différente selon le signe du moment M_y .

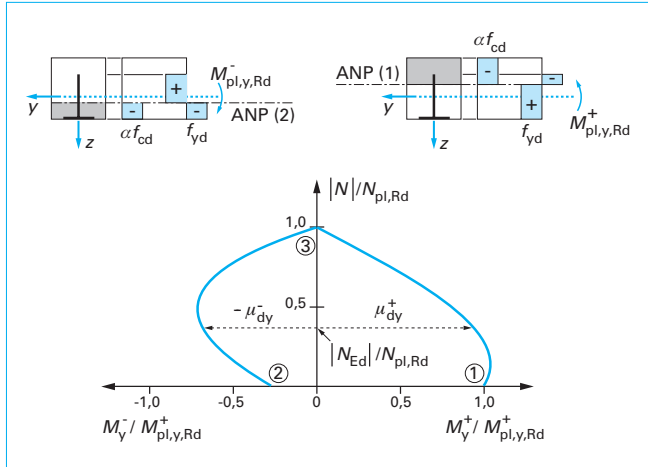


Figure 14 – Allure de la courbe d'interaction d'une section mono-symétrique

La figure 14 montre l'allure de la courbe d'interaction (M , $|N|$), en coordonnées réduites $M_y^+/M_{pl,y,Rd}^+$ et $|N|/N_{pl,Rd}$, pour la section mixte (délibérément schématisée) représentée sur la figure 13 ; les moments de résistance plastique $M_{pl,y,Rd}^+$ et $M_{pl,y,Rd}^-$ correspondent à deux positions différentes (1) et (2) de l'axe neutre plastique (ANP) conduisant à une résultante nulle des contraintes en section. La résistance plastique en compression $N_{pl,Rd}$ (cf. § 2.3) correspond à la position (3) de l'axe neutre plastique pour laquelle le moment résultant des blocs de contrainte est nul, comme indiqué sur la figure 13 ; en quelque sorte, cette troisième position de l'axe neutre n'est autre que celle définie par le centre de gravité de la section mixte, mais homogénéisée au sens des résistances plastiques des matériaux.

On peut définir, à ce stade, l'excentricité e_{pl} de l'axe neutre plastique de position (3) par rapport à l'axe central d'inertie de la section (figure 13). La vérification de la section en flexion consiste alors à prendre en compte le moment supplémentaire $e_{pl}|N_{Ed}|$ apporté par cette excentricité (ce moment d'excentricité est considéré positif sur les figures 13 et 14), de sorte que la condition de vérification (28) prend la forme :

$$\left(M_{y,Ed}^+ + e_{pl}|N_{Ed}| \right)^{(\max)} \leq \alpha_M \mu_{dy}^+ M_{pl,y,Rd}^+ \quad (34)$$

où l'exposant (max) signifie le moment fléchissant amplifié dans la section la plus défavorable du poteau.

L'inégalité (34) suppose en fait un moment sollicitant $M_{y,Ed}^+$ positif (de même sens que celui envisagé pour le calcul de $M_{pl,y,Rd}^+$). Dans le cas d'un moment sollicitant négatif, $M_{y,Ed}^-$, il conviendrait d'effectuer la vérification sous la forme :

$$\left(|M_{y,Ed}^- + e_{pl}|N_{Ed}|| \right)^{(\max)} \leq \alpha_M \mu_{dy}^- M_{pl,y,Rd}^+ \quad (35)$$

(cf. figure 14 pour les définitions de μ_{dy}^+ et de μ_{dy}^-).

Enfin, dans l'hypothèse où la vérification du poteau devrait tenir compte également des effets à long terme du fluage et du retrait (cf. § 2.6), une solution simple (admise dans l'Annexe D de [2]) serait de modifier l'excentricité e_{pl} en conséquence ; il suffirait pour cela de recalculer la position de l'axe central d'inertie en homogénéisant la section, non plus avec le coefficient d'équivalence $n_0 = E_a/E_{cm}$ utilisé précédemment, mais avec le coefficient $n = E_a/E_{c,eff}$ où $E_{c,eff}$ a été défini à la relation (23).

4.2 Notions pour des modèles de calcul plus généraux

On peut rencontrer des cas particuliers où le dimensionnement d'un poteau mixte n'est pas couvert par la méthode simplifiée du paragraphe 2, ni par son extension présentée dans le paragraphe 4.1. Par exemple, les cas où :

- l'élanement réduit du poteau est élevé ($\bar{\lambda} > 2$) ;
- la section est monosymétrique, mais avec une forte dissymétrie (distance entre l'axe central d'inertie et l'axe médian supérieure à $h/10$) ;
- le profilé métallique n'est enrobé que sur une certaine partie de la hauteur du poteau ;
- le poteau est un élément d'une construction métallique et il est renforcé ultérieurement avec du béton armé (le poteau métallique peut même être fortement prédéformé en cas de début de sinistre) ; etc.

Une méthode de calcul plus exacte, qui nécessite une résolution sur ordinateur, peut conduire par ailleurs à un dimensionnement plus économique, les méthodes simplifiées se plaçant en principe en sécurité.

Quelques notions sont données ci-après sur les hypothèses qu'il est possible d'adopter raisonnablement en vue de développer un modèle général, et sur l'interprétation des résultats numériques avec une sécurité cohérente avec les approches plus classiques, présentées précédemment. La résolution numérique proprement dite d'un tel modèle, nécessairement non linéaire sur le plan géométrique et celui du comportement des matériaux, sort du cadre du présent article, de caractère technique. On pourra trouver des développements théoriques détaillés sur la méthode des éléments finis, en grands déplacements, adaptée au problème, aux références [34] et [35], y compris dans le cas où les poteaux doivent résister à l'incendie [36].

Les hypothèses énoncées ci-après figurent en grande partie dans la clause 6.7.2 de [23].

a) Les sections droites d'un poteau mixte peuvent être considérées comme restant planes dans l'état déformé du poteau (principe de Bernoulli) sous réserve de contrôler la résistance au cisaillement le long de l'interface acier-béton (cf. § 3.1). Dans le cas contraire où un glissement doit être considéré à l'interface, le principe de Bernoulli reste applicable à chaque partie, profilé en acier et béton armé.

b) Les sollicitations dans le poteau doivent être déterminées par une analyse élasto-plastique résultant des lois de comportement non linéaire des différents composants : acier du profilé, acier de l'armature et béton (figure 15). La résistance du béton à la traction, f_{ct} , peut être négligée ; lorsque cette résistance est prise en compte, il est logique de considérer également l'influence de la rigidité du béton tendu entre fissures (cf. 2.2 de [C 2 561]) sur la rigidité en flexion du poteau.

c) Les imperfections géométriques équivalentes données au tableau 2 ne s'appliquant en principe qu'à une analyse de type élastique, il convient d'introduire une distribution de contraintes résiduelles dans le profilé en acier qui soit représentative du type de profilé et de son mode de fabrication (figure 16). Il convient également d'introduire dans le modèle du poteau une imperfection géométrique en arc, du moins dans le plan où la ruine par instabilité est susceptible de se produire. À défaut d'une justification plus précise, on peut recommander la valeur $e_0 = L/1\,000$, du moins en présence de profilés laminés européens, qui semble conduire à des résultats numériques proches de la réalité ([25], [36]).

d) L'analyse doit être effectuée en prenant en compte les effets du 2^e ordre géométrique, déjà au niveau local du fait de l'amplification de la déformée initiale du poteau. Lorsque les nœuds d'extrémité du poteau sont susceptibles de grands déplacements (cas d'un poteau inclus dans une ossature souple), les effets du 2^e ordre sont à prendre en compte également au niveau global ;

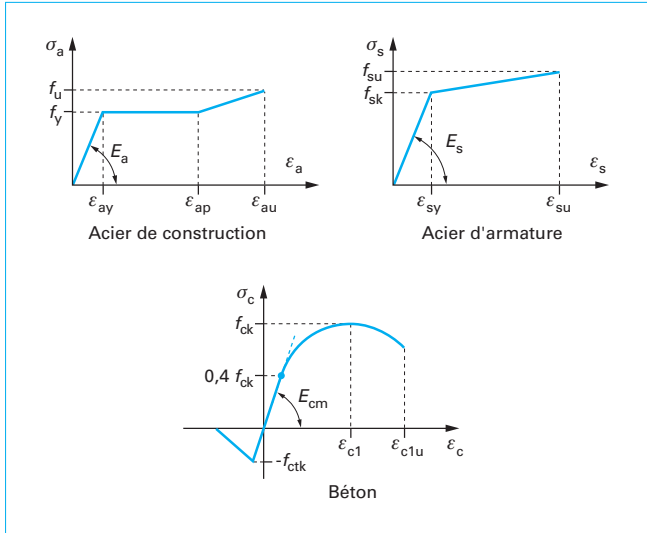


Figure 15 – Types de lois de comportement des matériaux

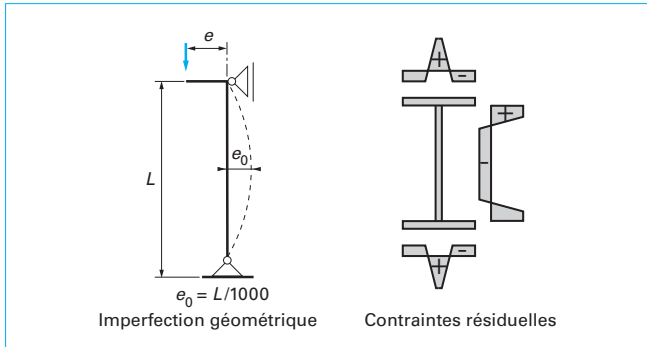


Figure 16 – Types d'imperfections pour un modèle numérique

dans ce cas, parmi différentes formulations cinématiques possibles en méthode d'éléments finis, celle dite « lagrangienne actualisée et corotationnelle » ([34], [35]) est particulièrement opérationnelle.

e) Les effets du retrait et du fluage doivent être pris en compte dans l'analyse s'ils sont susceptibles d'affecter la stabilité de forme de manière significative. Lorsqu'il en est ainsi, l'utilisation d'un comportement élastique équivalent peut être envisagée, basée sur une valeur réduite du module d'élasticité du béton (cf. relation (23)), en raison de la complexité à combiner des lois scientifiques de retrait et de fluage avec celles de comportement non linéaire instantané des différents matériaux.

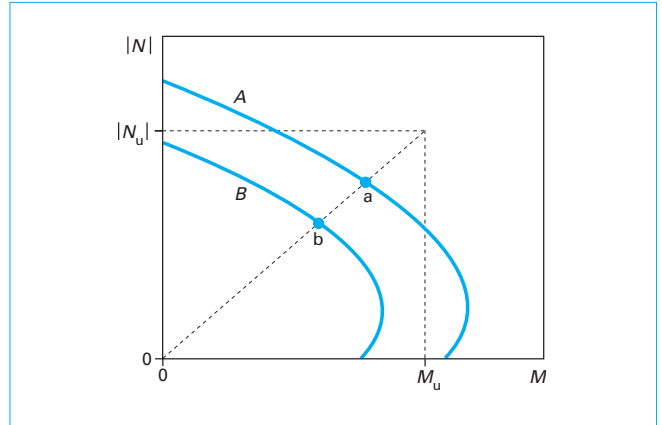


Figure 17 – Détermination simplifiée du coefficient de sécurité global

Suite à ces hypothèses, on suppose que le chargement ultime du poteau puisse être trouvé par une résolution numérique appropriée, conduisant à certaines valeurs d'effort axial de compression N_u et de plus grand moment d'extrémité M_u . La question qui se pose alors pour une application pratique est de savoir quel coefficient de sécurité global γ_M appliquer à ces valeurs ultimes numériques pour conserver un niveau de fiabilité cohérent avec celui qui est implicite dans les méthodes de vérification simplifiées, exposées plus haut. Il existe évidemment des méthodes sophistiquées pour déterminer ce coefficient γ_M , mais elles exigent de nombreux calculs numériques où les propriétés géométriques et mécaniques du problème sont considérées comme des variables aléatoires (entre autres, cf. l'Annexe D de [21]). Une manière de procéder beaucoup plus simplement, qui reste acceptable pour une application pratique et ponctuelle, peut consister à passer par l'intermédiaire de la courbe d'interaction ($|N|$, M) de la section mixte du poteau, qu'il est toujours possible de déterminer avec l'hypothèse de comportement rigide-plastique de chaque matériau.

En fait, on établit deux courbes d'interaction (figure 17), l'une A avec les valeurs caractéristiques ou nominales des résistances des matériaux (f_y , f_{ck} , f_{sk}), l'autre B avec les résistances de calcul de ces mêmes matériaux ($f_{yd} = f_y/\gamma_a$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$ et $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s$). Si l'on considère le vecteur de composantes ($|N_u|$, M_u) dans le diagramme d'interaction, il va couper la courbe A en « a » et la courbe B en « b » ; en première approximation, on peut adopter pour γ_M la valeur :

$$\gamma_M = \frac{|\vec{oa}|}{|\vec{ob}|} \quad (36)$$

Cette procédure a été appliquée systématiquement par les auteurs de [25], conduisant apparemment à des résultats numériques présentant une sécurité satisfaisante par comparaison à des résultats expérimentaux.