



Analyse et amélioration des limites de rigidité des assemblages selon l'EN 1993-1-8

Article

par Anthony Rodier, chef de projet recherche, CTICM et Lucas Lassonnery, ingénieur de recherche, CTICM

1 | INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

L'Eurocode 3 Partie 1-8 [2] fournit des limites de rigidité à partir desquelles un assemblage est classé comme rigide, articulé ou semi-rigide (voir la Figure 1). Le paragraphe 5.2.2.5 spécifie notamment que ces limites s'adressent à tous les assemblages autres que les pieds de poteaux, bien qu'elles ne semblent concerner que les assemblages poteau-poutre.

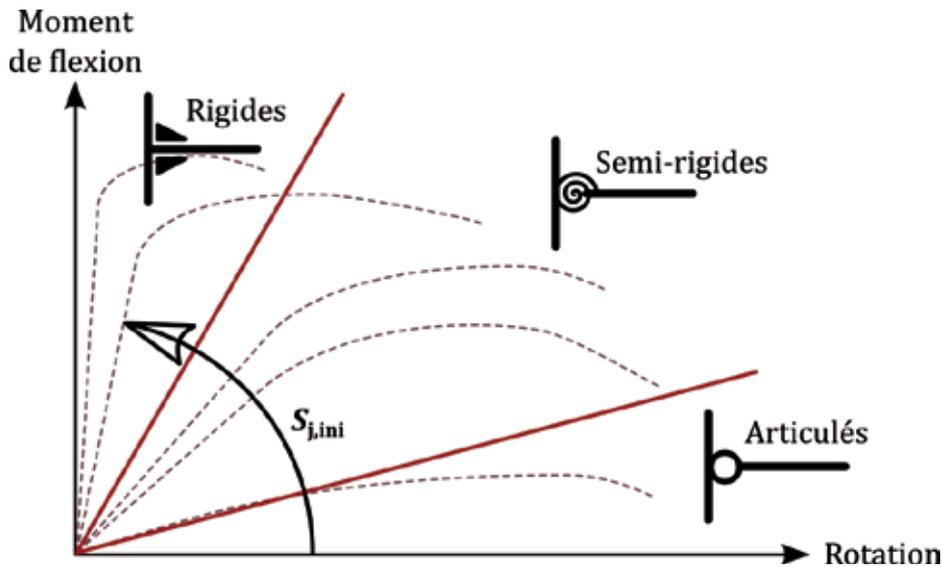


Figure 1 : Classification des assemblages en fonction de leur rigidité initiale en rotation

L'usage d'un assemblage semi-rigide plutôt que rigide peut être source d'économie dans certains cas (moins de raidisseurs, par exemple). Cependant, la rigidité de l'assemblage doit alors être explicitement intégrée dans l'analyse. Le calcul s'en trouve complexifié et les déformations de l'ossature augmentent. Pour ces raisons, il est encore fréquent de privilégier les assemblages rigides dans les ossatures courantes.

Pour qu'un assemblage puisse être légitimement modélisé comme une continuité parfaite entre barres, il doit présenter une rigidité initiale en rotation suffisante, relativement à la raideur de la traverse qui lui est attachée. Un assemblage entre deux barres d'une ossature métallique est considéré comme « rigide » si sa rigidité en rotation initiale $S_{j,ini}$ respecte les conditions suivantes :

- Pour les ossatures non contreventées :

$$S_{j,ini} \geq 25 \frac{E I_b}{L_b} \quad (1)$$

- Pour les ossatures contreventées¹ :

$$S_{j,ini} \geq 8 \frac{E I_b}{L_b} \quad (2)$$

Où I_b et L_b sont respectivement l'inertie et la longueur de la traverse.

Les pieds de poteaux disposent de critères particuliers qui ne seront pas analysés ici. Le lecteur intéressé pourra notamment se reporter à la référence [4] sur ce sujet.

(1) Le système de contreventement doit réduire le déplacement horizontal de l'ossature d'au moins 80% pour être jugé efficace dans ce contexte [2].

1.2 ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Les limites de la norme [2] ont en grande partie été mises au point en considérant uniquement l'influence de la semi-rigidité de l'assemblage poutre-poteau sur le flambement du poteau, comme décrit dans la référence [7]. Cette méthode et les limites elles-mêmes ont fait l'objet de quelques critiques.

Gomes [9] et Birkland [10], notamment, montrent une influence parfois significative de la rigidité des assemblages sur plusieurs paramètres importants du comportement des ossatures, lorsque les conditions de la norme [2] sont respectées. Le critère pour les ossatures contreventées ne paraît pas pertinent aux auteurs, et Gomes [9] propose par exemple d'utiliser l'équation (1) dans tous les cas.

On peut également noter que l'assemblage de continuité au faîtage n'a guère été étudié, et du reste, celui-ci n'a que peu d'influence sur la stabilité globale d'un portique simple. La référence [13] propose explicitement d'utiliser l'équation (1) pour ce type d'assemblage, sans justifications particulières. Pourtant, la rigidité de cet assemblage a une grande importance quant au comportement de la structure sous charges verticales.

À titre informatif, les spécifications Américaines [3] proposent un critère analogue à celui de la norme Européenne [2], légèrement plus favorable que la condition (1), à savoir :

$$\frac{S_{j,ini} L_b}{E I_b} \geq 20 \quad (3)$$

1.3 OBJECTIFS DE L'ÉTUDE

L'étude porte sur les conditions (1) et (2) permettant de modéliser des assemblages courants (traverse-poteau, continuité de poutre, etc.) comme une continuité rigide entre barres. Les travaux réalisés considèrent l'influence de la semi-rigidité de ces assemblages sur plusieurs paramètres importants du comportement structural :

- La stabilité (charge critique) ;
- La déformation de l'ossature ;
- Le moment fléchissant.

Quel que soit le critère, il est considéré que la rigidité de l'assemblage devrait être explicitement prise en compte dans l'analyse si cela induit une différence supérieure à 10% par rapport à la continuité idéale. Cette valeur est bien sûr arbitraire, mais elle correspond à un usage assez répandu dans l'Eurocode 3, bien que parfois implicite (possibilité de négliger les effets du second ordre dans la partie 1-1 [1], critère pour un pied de poteau rigide dans la partie 1-8 [2], etc.). À noter qu'un écart de 10% sur la charge critique n'implique pas nécessairement un tel écart sur la résistance de l'élément.

Ces travaux ont fait l'objet des références internes [14], [15] et [16] dont le présent article constitue une synthèse.

2 | ASSEMBLAGES POUTRE-POTEAU

2.1 OSSATURE CONTREVENTÉES

Le modèle de la Figure 2 est utilisé afin d'estimer l'influence de la rigidité de l'assemblage poutre-poteau sur une ossature contreventée (à nœuds fixes). Le portique est symétrique, ce qui signifie que les deux poteaux présentent la même inertie de flexion, et que les deux assemblages poutre-poteau présentent la même rigidité en rotation $S_{j,ini}$.

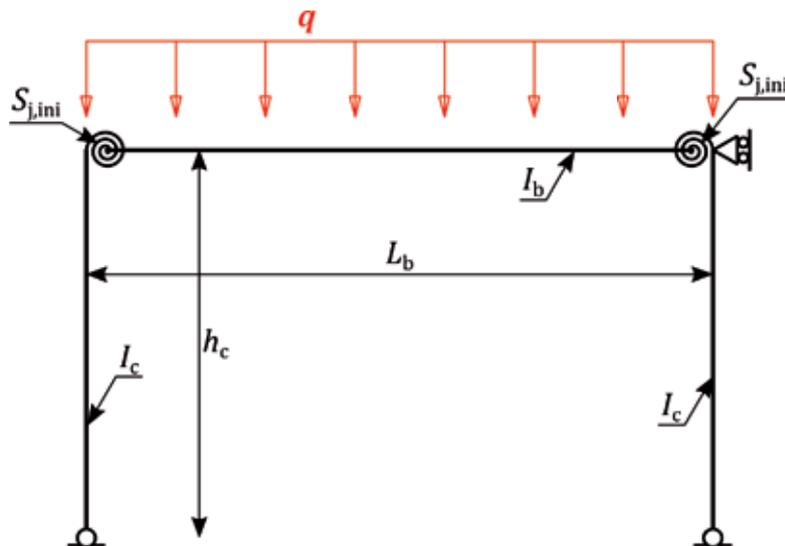


Figure 2 : Modèle d'ossature contreventée avec assemblage poutre-poteau semi-rigide

Les notations ci-dessous sont utilisées :

I_b Inertie de flexion de la traverse (b pour beam)

I_c Inertie de flexion des poteaux (c pour column)

L_b Longueur de la traverse

h_c Hauteur des poteaux

ρ Rapport de rigidité du portique

$$\rho = \frac{E I_b / L_b}{E I_c / h_c} = \frac{I_b h_c}{I_c L_b} \quad (4)$$

$\rho \rightarrow 0$: les poteaux sont infiniment rigides face à la traverse,

$\rho \rightarrow \infty$: la traverse est infiniment rigide face aux poteaux.

\bar{S} Rigidité adimensionnelle de l'assemblage

$$\bar{S} = \frac{S_{j,ini}}{E I_b / L_b} \quad (5)$$

$\bar{S} \rightarrow 0$: l'assemblage constitue une articulation « parfaite »,

$\bar{S} \rightarrow \infty$: l'assemblage constitue une continuité « parfaite ».

2.1.1 Stabilité du poteau dans un mode à nœuds fixes

Le poteau est isolé comme montré sur la Figure 3.

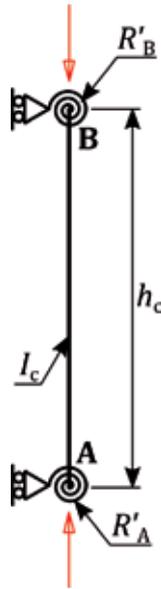


Figure 3 : Flambement du poteau dans un mode à nœuds fixes

La référence [11] propose de déterminer l'effort critique d'un tel poteau en déterminant sa longueur critique par résolution de l'équation suivante :

$$(R'_A + R'_B)(\xi^2 \cos \xi - \xi \sin \xi) + R'_A R'_B(\xi \sin \xi + 2 \cos \xi - 2) - \xi^3 \sin \xi = 0 \quad (6)$$

Où :

- R'_A Coefficient adimensionnel de rigidité au nœud A
- R'_B Coefficient adimensionnel de rigidité au nœud B
- ξ Coefficient liant la longueur critique à la longueur d'épure :

$$\xi = \frac{\pi}{L_{cr}/h_c} \Leftrightarrow L_{cr} = \frac{\pi h_c}{\xi} \quad (7)$$

On peut donc assimiler le rapport π/ξ à un coefficient de longueur critique tel que $L_{cr} = k h_c$.

Dans le cas étudié, le nœud A correspond à un articulation, donc $R'_A = 0$. Dans le cas d'une continuité idéale entre la poutre et le poteau (encastrement parfait), le coefficient de rigidité au nœud B vaut :

$$R'_B(\bar{S} = \infty) = \frac{M_B}{\theta_B} \times \frac{h_c}{E I_c} = \frac{2 E I_b}{L_b} \times \frac{h_c}{E I_c} = 2 \rho \quad (8)$$

En intégrant l'influence de la rigidité de l'assemblage, ce coefficient devient :

$$R'_B(\bar{S}) = \left(\frac{L_b}{2 E I_b} + \frac{1}{S_{j,ini}} \right)^{-1} \times \frac{h_c}{E I_c} = \frac{2 \rho \bar{S}}{\bar{S} + 2} \quad (9)$$

Afin que l'assemblage puisse être modélisé comme une continuité idéale, l'effort critique calculé en considérant son influence $N_{cr}(\bar{S})$ ne doit pas être significativement plus faible que l'effort critique dans le cas idéal $N_{cr}(\bar{S} = \infty)$. Cela peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\frac{N_{cr}(\bar{S})}{N_{cr}(\bar{S} = \infty)} \geq 1 - \varepsilon \quad (10)$$

Où ε est l'erreur maximale admise, que l'on prendra dans cette étude égale à 0,1 (10%). Ce qui revient à :

$$\left(\frac{L_{cr}(\bar{S} = \infty)}{L_{cr}(\bar{S})} \right)^2 \geq 1 - \varepsilon \quad (11)$$

Les longueurs critiques $L_{cr}(\bar{S} = \infty)$ et $L_{cr}(\bar{S})$ sont obtenues en résolvant les deux équations (12) et (13) par dichotomie dans l'intervalle $\xi \in [\pi/0,7 ; \pi]$ (soit un coefficient de longueur critique compris entre 0,7 et 1) :

$$2\rho = \frac{\xi^3 \sin \xi}{\xi^2 \cos \xi - \xi \sin \xi} \quad \text{pour } \bar{S} = \infty \quad (12)$$

$$\frac{2\rho\bar{S}}{\bar{S} + 2} = \frac{\xi^3 \sin \xi}{\xi^2 \cos \xi - \xi \sin \xi} \quad (13)$$

La Figure 4 synthétise ces travaux en donnant directement l'erreur α commise en fonction de la rigidité relative ρ du portique et de la rigidité adimensionnelle \bar{S} de l'assemblage.

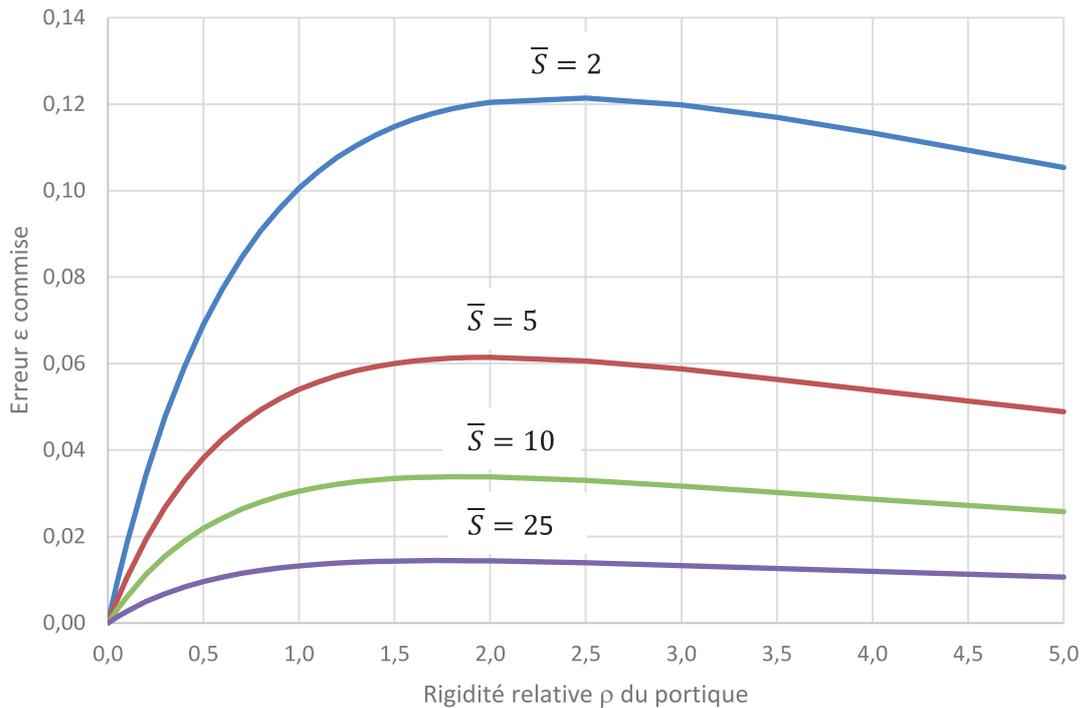


Figure 4 : Erreur \mathcal{E} commise en fonction de la rigidité relative ρ du portique et de la rigidité adimensionnelle \bar{S} de l'assemblage

Ces résultats sont cohérents avec ceux de Birkeland [10] qui montrent qu'une rigidité adimensionnelle d'assemblage supérieure à 6,4 assure une erreur inférieure à 5% sur l'effort critique. En considérant une erreur maximale admise $\mathcal{E} = 0,1$, il est suffisant de vérifier que $\bar{S} \geq 2,7$. La courbe fonction de la rigidité relative du portique ρ est donnée par la Figure 5.

2.1.2 Déformation de l'ossature et distribution des moments sous charge verticale

Le modèle de la Figure 2 est repris afin de déterminer le déplacement maximal à mi-portée de la traverse et le moment à l'encastrement de la traverse sur le poteau. Ces deux critères n'ont pas été envisagés pour la mise au points de la limite (2). Les expressions sont développées dans le Tableau 1.

	Déplacement maximal à mi-portée	Moment à l'encastrement de la traverse sur le poteau
Valeur pour une continuité idéale	$f(\bar{S} = \infty) = \frac{q L_b^4}{384 E I_b} \left[5 - \frac{4}{1 + \frac{2\rho}{3}} \right]$	$M_j(\bar{S} = \infty) = \frac{q L_b^2}{12 + 8\rho}$
Valeur intégrant la rigidité de l'assemblage	$f(\bar{S}) = \frac{q L_b^4}{384 E I_b} \left[5 - \frac{4}{1 + \frac{6 + 2\rho \bar{S}}{3 \bar{S}}} \right]$	$M_j(\bar{S}) = \frac{q L_b^2}{12 + 24 \frac{3 + \rho \bar{S}}{3 \bar{S}}}$
Influence négligeable de l'assemblage	$\frac{f(\bar{S})}{f(\bar{S} = \infty)} \leq 1 + \varepsilon$	$\frac{M_j(\bar{S})}{M_j(\bar{S} = \infty)} \geq 1 - \varepsilon$
Condition de rigidité	$\bar{S} \geq \frac{72 - 6\varepsilon(10\rho + 3)}{(2\rho + 3)(10\rho + 3)\varepsilon}$	$\bar{S} \geq \frac{6(1 - \varepsilon)}{\varepsilon(2\rho + 3)}$

Tableau 1 : Expressions développées pour les deux critères alternatifs pour les ossatures contreventées

Les expressions de la flèche et du moment sont obtenues à partir de l'analyse donnée dans la référence [12] d'une poutre encastree élastiquement à ses deux extrémités.

Note : Ces deux critères alternatifs seront également intégrés à l'analyse des ossatures non contreventées (à nœuds déplaçables).

2.1.3 Synthèse pour les ossatures contreventées

Les critères des paragraphes 2.1.1 et 2.1.2 peuvent être synthétisés sous forme graphique illustrée sur la Figure 5. L'erreur maximale admise est fixée à 10% pour les trois critères.

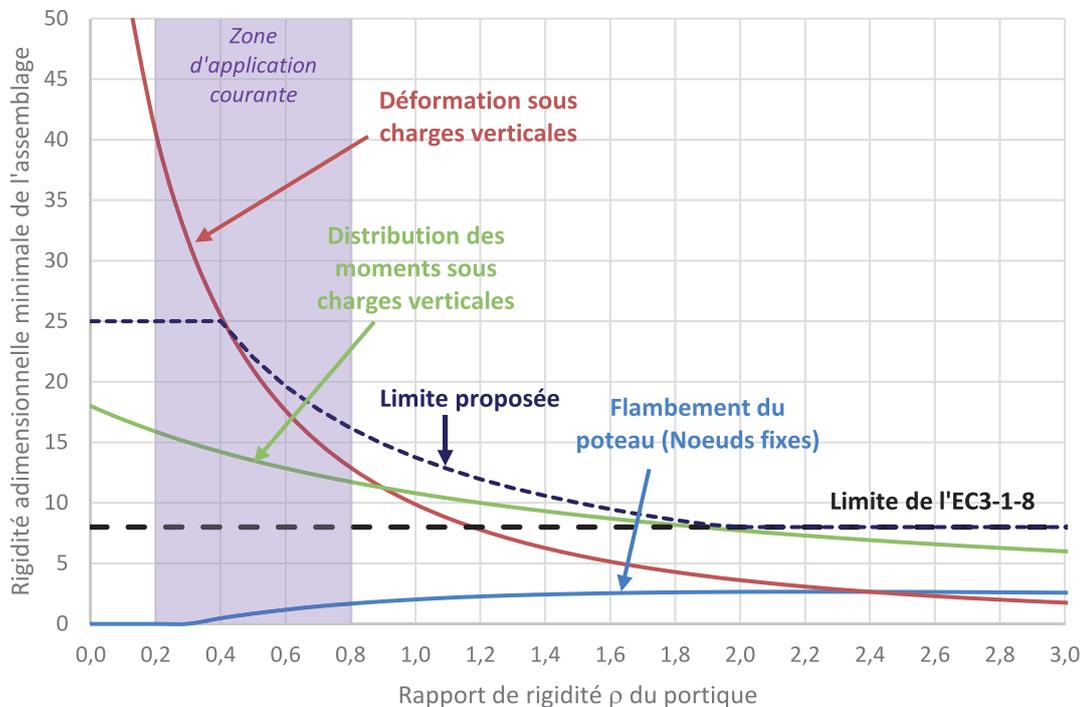


Figure 5 : Rigidité relative minimale de l'assemblage pour conserver une erreur inférieure ou égale à 10%

Il apparaît sur la Figure 5 que la limite fixée dans la norme [2] pour les ossatures contreventées (2) est insuffisamment stricte pour $\rho \leq 2$ environ. Or, pour des portiques courants de bâtiments, qui sont généralement plus larges que hauts, il n'est pas rare que le rapport de rigidité soit inférieur à 1.

Le **Tableau 2** montre l'erreur maximale commise par la modélisation comme une continuité idéale d'un assemblage respectant la condition (2) aux deux bornes de l'intervalle $0,2 \leq \rho \leq 0,8$ jugée pertinente pour le domaine d'application des portiques de bâtiment courants.

Conditions de rigidité	$S_{j,ini} \geq 8 \frac{E I_b}{L_b}$	
Rapport de rigidité	$\rho = 0,2$	$\rho = 0,8$
Flambement du poteau (Nœuds fixes)	1,4 %	3,4 %
Moment sous charge verticale	18,1 %	14,0 %
Flèche verticale traverse	43,4 %	15,3 %

Tableau 2 : Erreur maximale engendrée en assimilant un assemblage respectant la condition (2) à une continuité

Sur la base des études présentées ci-dessus, la condition de rigidité modifiée peut être proposée :

$$S_{j,ini} \geq k_b \frac{E I_b}{L_b} \quad (14)$$

Avec :

$$k_b = \frac{55}{1 + 3\rho} \quad \text{mais} \quad 8 \leq k_b \leq 25 \quad (15)$$

L'expression de k_b est une enveloppe des critères sur la déformation sous charges verticales et sur la distribution des moments. La limite actuelle pour les ossatures non contreventées est utilisée comme seuil supérieur, et la limite actuelle pour les ossatures contreventées comme seuil inférieur.

L'utilisation d'un seuil inférieur assure notamment que la condition pour un assemblage rigide ne s'approche pas trop de la condition pour qu'un assemblage puisse être considéré comme articulé dans la norme [2].

2.2 OSSATURES NON CONTREVENTÉES

Le modèle de la **Figure 6** est utilisé afin de juger de l'influence de la rigidité de l'assemblage poutre-poteau sur une ossature non contreventée (à nœuds déplaçables). Le portique est symétrique, ce qui signifie que les deux poteaux présentent la même inertie de flexion, mais également que les deux assemblages poutre-poteau présentent la même rigidité en rotation $S_{j,ini}$.

Note : En ce qui concerne le comportement transversal d'une ossature non contreventée, cette hypothèse de symétrie implique que les assemblages poutre-poteau présentent la même rigidité rotationnelle pour les deux sens de flexion. Ce n'est pas toujours le cas en pratique, mais on admettra que la différence est suffisamment limitée pour être négligée par la suite.

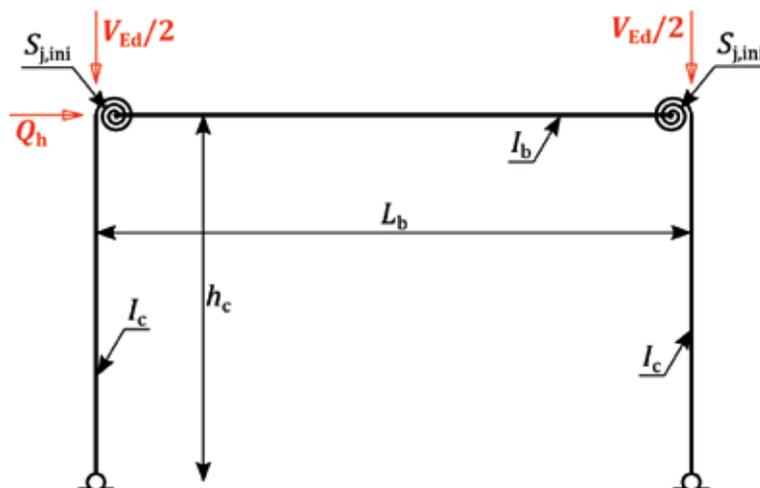


Figure 6 : Modèle d'ossature à nœuds déplaçables avec assemblages poutre-poteau semi-rigides

Il est utile de préciser que le schéma statique présenté ci-contre peut être résolu comme un cas isostatique. En effet, la condition de symétrie et le chargement considéré impliquent un moment de flexion obligatoirement nul à mi-portée de la traverse. Dans ces conditions, il est inutile de s'intéresser à l'influence de la rigidité de l'assemblage sur la distribution des moments de flexion dans l'ossature.

Les notations sont les mêmes que pour le paragraphe 2.1.

2.2.1 Stabilité du poteau dans un mode à nœuds déplaçables

Le modèle de la Figure 6 est simplifié comme montré sur la Figure 7.

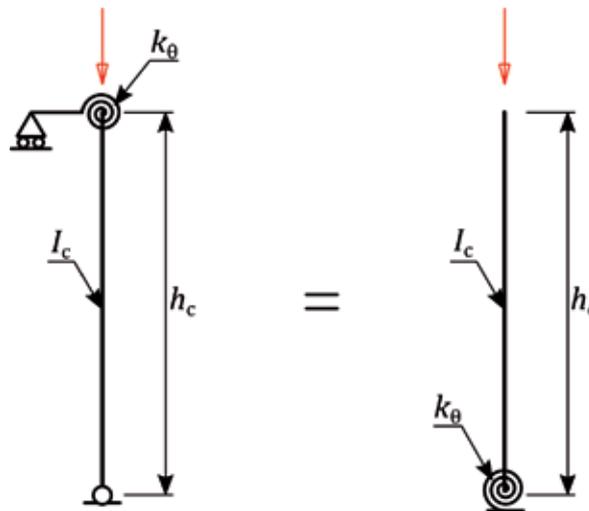


Figure 7 : Flambement du poteau dans un mode à nœuds déplaçables

La référence [12] propose de calculer l'effort critique de flambement d'un poteau encastré élastiquement et libre en tête à partir de la longueur critique suivante :

$$\frac{L_{cr}}{h_c} = \sqrt{4 + \frac{\pi^2 E I_c}{k_\theta h_c}} \quad [16]$$

Lorsque l'assemblage n'a pas d'influence (i.e. continuité idéale), la rigidité de l'encastrement élastique k_θ correspond à la rigidité rotationnelle à l'extrémité d'une poutre soumise à deux couples égaux (induisant un changement de courbure à mi-travée), soit :

$$k_\theta = \frac{M_A}{\theta_A} = \frac{6 E I_b}{L_b} \quad [17]$$

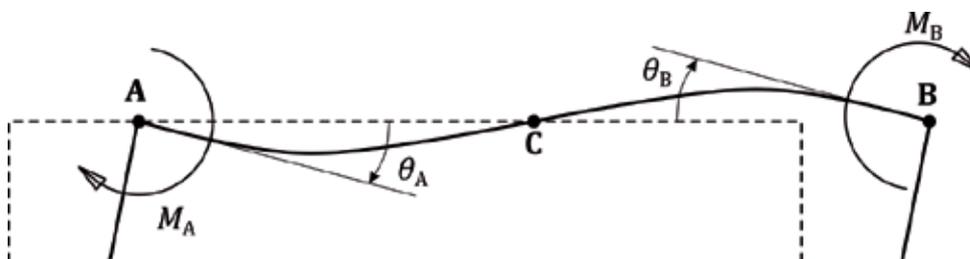


Figure 8 : Comportement de la traverse dans un mode à nœuds déplaçables

Lorsque la rigidité de l'assemblage doit être prise en considération, la rigidité de l'encastrement élastique est modifiée comme suit :

$$\frac{1}{k_{\theta}} = \frac{1}{S_{j,ini}} + \frac{L_b}{6 E I_b} \quad [18]$$

Soit :

$$k_{\theta} = \frac{6 S_{j,ini}}{\bar{S} + 6} \quad [19]$$

En introduisant respectivement (17) et (19) dans (16), on obtient :

Continuité poutre-poteau idéale :

$$\frac{L_{cr}(\bar{S} = \infty)}{h_c} = \sqrt{4 + \frac{\pi^2}{6 \rho}} \quad [20]$$

Continuité poutre-poteau de rigidité rotationnelle $S_{j,ini}$:

$$\frac{L_{cr}(\bar{S})}{h_c} = \sqrt{4 + \frac{\pi^2 (\bar{S} + 6)}{6 \rho \bar{S}}} \quad [21]$$

Afin que l'assemblage puisse être modélisé comme une continuité idéale, l'effort critique calculé en considérant son influence $N_{cr}(\bar{S})$ ne doit pas être significativement plus faible que l'effort critique dans le cas idéal $N_{cr}(\bar{S} = \infty)$. Cela peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\frac{N_{cr}(\bar{S})}{N_{cr}(\bar{S} = \infty)} \geq 1 - \varepsilon \quad [22]$$

Où ε est l'erreur maximale admise, que l'on prendra dans cette étude égale à 0,1. Ce qui revient à :

$$\left(\frac{L_{cr}(\bar{S} = \infty)}{L_{cr}(\bar{S})} \right)^2 \geq 1 - \varepsilon \quad [23]$$

En reprenant les expressions (20) et (21), cette condition se simplifie comme suit :

$$\bar{S} \geq \frac{6 \pi^2 (1 - \varepsilon)}{(24 \rho + \pi^2) \varepsilon} \quad [24]$$

2.2.2 Déformation de l'ossature sous action horizontale et stabilité globale de l'ossature

Le modèle de la Figure 6 est repris en considérant uniquement le chargement horizontal Q_h appliqué au nœud poutre-poteau. Il est proposé de déterminer le déplacement maximal au nœud poutre-poteau avec un assemblage rigide et en intégrant la rigidité de l'assemblage.

Il est enfin proposé d'étudier le modèle de la Figure 6 sous le prisme du facteur d'amplification critique pour un mode global (à nœuds déplaçables) tel que décrit dans la norme [1], rappelé ci-dessous :

$$\alpha_{cr} = \frac{V_{cr}}{V_{Ed}} = \frac{H_{Ed} h_c}{V_{Ed} \delta_{HEd}} \quad [25]$$

Afin de rendre les expressions indépendantes de la charge verticale, l'étude portera sur la charge critique dans un mode global V_{cr} . Il est attendu que les résultats soient très proches de ceux du paragraphe 2.2.1, puisqu'il s'agit fondamentalement du même phénomène, mais évalué par deux approches différentes.

Les expressions pour ces deux critères alternatifs pour les ossatures non contreventées sont données au Tableau 3.

	Déplacement maximal en tête de poteau	Effort critique dans un mode global
Valeur pour une continuité idéale	$f(\bar{S} = \infty) = \frac{Q_h h_c^3}{12 E I_c} \frac{1 + 2\rho}{\rho}$	$V_{cr}(\bar{S} = \infty) = \frac{Q_h h_c}{f(\bar{S} = \infty)} = \frac{E I_c}{h_c^2} \frac{12 \rho}{1 + 2\rho}$
Valeur intégrant la rigidité de l'assemblage	$f(\bar{S}) = f(\bar{S} = \infty) + \frac{Q_h h_c^2}{2 S_{j,ini}}$	$V_{cr}(\bar{S}) = \frac{Q_h h_c}{f(\bar{S})} = \frac{E I_c}{h_c^2} \frac{12 \rho \bar{S}}{6 + \bar{S}(1 + 2\rho)}$
Influence négligeable de l'assemblage	$\frac{f(\bar{S})}{f(\bar{S} = \infty)} \leq 1 + \varepsilon$	$\frac{V_{cr}(\bar{S})}{V_{cr}(\bar{S} = \infty)} \geq 1 - \varepsilon$
Condition de rigidité	$\bar{S} \geq \frac{6}{(2\rho + 1)\varepsilon}$	$\bar{S} \geq \frac{6(1 - \varepsilon)}{(2\rho + 1)\varepsilon}$

Tableau 3 : Expressions développées pour les deux critères alternatifs pour les ossatures non contreventées

2.2.3 Synthèse pour les ossatures non contreventées

Les critères des paragraphes 2.2.1 et 2.2.2 pour les ossatures non contreventées, ainsi que ceux du paragraphe 2.1.2 (qui restent pertinents) peuvent être synthétisés sous forme graphique comme le montre la Figure 9. L'erreur maximale admise est fixée à 10% pour tous les critères.

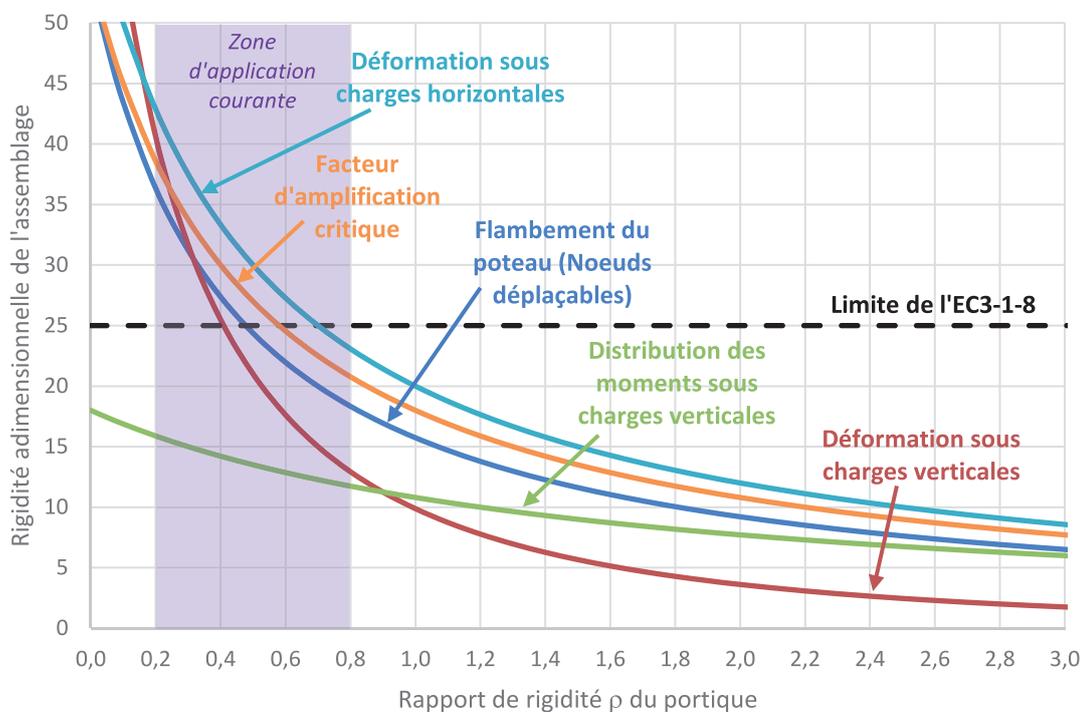


Figure 9 : Rigidité relative minimale pour conserver une erreur inférieure à 10%

Il apparaît que les trois critères spécifiques aux ossatures non contreventées sont pratiquement équivalents, ce qui est assez logique puisqu'ils sont tous les trois fortement liés à la rigidité transversale de l'ossature étudiée. Il apparaît que la limite fixée dans la norme [2] pour les ossatures non contreventées (1) est insuffisamment stricte pour $\rho \leq 0,7$ environ, mais devient très sécuritaire lorsque ρ est supérieur à 1 ou 1,5.

Le Tableau 4 montre l'erreur maximale commise par la modélisation comme une continuité idéale d'un assemblage respectant la condition (1) pour deux valeurs de ρ jugées pertinentes pour le domaine d'application usuel des portiques de bâtiment.

Conditions de rigidité	$S_{j,ini} \geq 25 \frac{E I_b}{L_b}$	
	$\rho = 0,2$	$\rho = 0,8$
Rapport de rigidité		
Flambement du poteau (Noeuds déplaçables)	13,9 %	7,5 %
Coefficient d'amplification critique	14,6 %	8,5 %
Moment sous charge verticale	6,6 %	5,0 %
Flèche verticale traverse	15,8 %	5,4 %
Déplacement horizontal portique	17,1 %	9,2 %

Tableau 4 : Erreur maximale engendrée en assimilant un assemblage respectant la condition (1) à une continuité

Dans l'intervalle de rapport de rigidité ρ jugée représentatif ($0,2 \leq \rho \leq 0,8$), les erreurs induites par la condition pour les ossatures non contreventées (1) apparaissent relativement acceptables pour des ossatures courantes. Les écarts ne deviennent significatifs que près de la limite inférieure de ce domaine ($\rho = 0,2$), qui s'avère elle-même proche de la limite définie dans la norme [2] à partir de laquelle il est obligatoire de considérer explicitement la rigidité de l'assemblage dans l'analyse ($\rho \leq 0,1$).

Lorsque ρ devient important, il est par contre envisageable d'utiliser une condition moins sévère pour modéliser l'assemblage comme une continuité. L'expression ci-dessous, basée sur le déplacement horizontal du portique qui est un critère enveloppe, peut être proposée :

$$S_{j,ini} \geq k_b \frac{E I_b}{L_b} \quad [26]$$

Avec :

$$k_b = \frac{60}{1 + 2\rho} \quad [27]$$

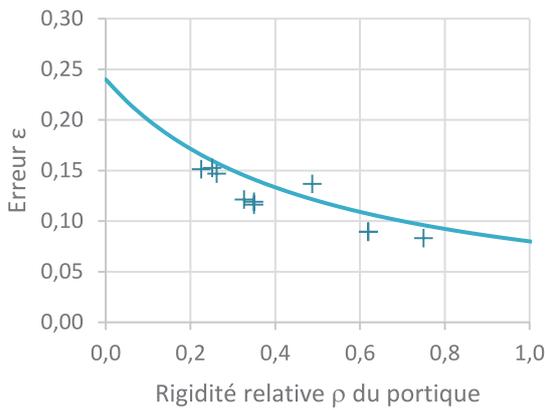
La limite actuelle pour les ossatures non contreventées est utilisée comme seuil supérieur, et la limite actuelle pour les ossatures contreventées comme seuil inférieur.

2.3 INFLUENCE DES BARRES À INERTIE VARIABLE ET DES JARRETS

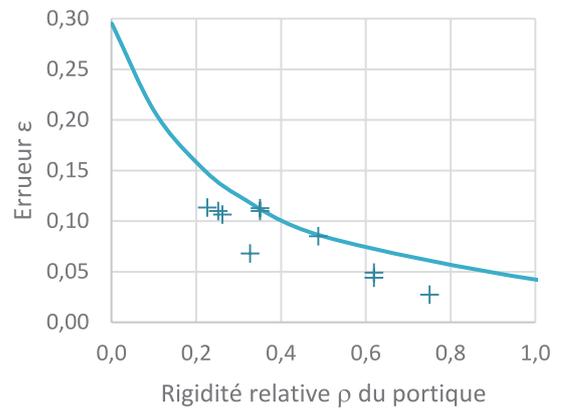
2.3.1 Etude comparative

Afin de confirmer la pertinence des études analytiques décrites en 2.1 et 2.2, une comparaison a été menée sur un ensemble d'exemples de portiques de bâtiments réalistes. Tous ces portiques ont été dimensionnés à l'aide du logiciel Portal+ sous des cas de charges variés représentatifs des actions rencontrées en France, et en considérant les combinaisons d'actions usuelles.

Chaque portique est calculé avec un assemblage présentant une rigidité adimensionnelle $\bar{S} = 25$, puis comparé aux résultats pour une continuité idéale entre la traverse et les poteaux. La Figure 10 montre l'erreur estimée analytiquement et mesurée sur ces exemples pour les deux critères de déformations.



(a) Déplacement sous charges horizontales

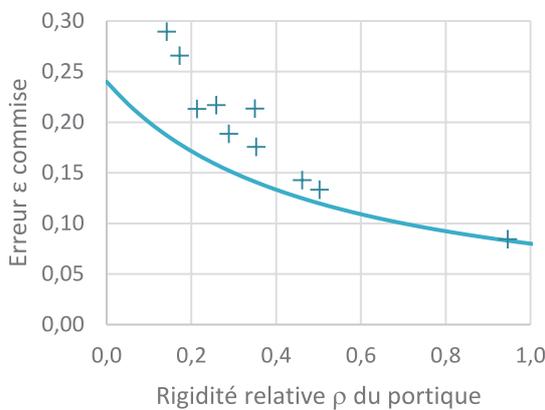


(b) Déplacement sous charges verticales

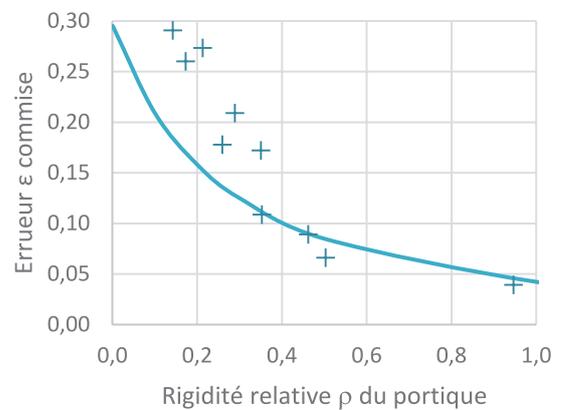
Figure 10 : Erreur \mathcal{E} obtenue avec un assemblage de rigidité adimensionnelle $\bar{S} = 25$
 Comparaison entre expressions analytiques et exemples réalistes avec traverse à inertie constante

Cette étude comparative montre que les résultats des études analytiques précédentes sont bien extrapolables aux portiques « courants » de bâtiment.

Une étude comparative similaire est conduite en utilisant des renforts par jarret à l'extrémité des traverses. La rigidité adimensionnelle de l'assemblage est toujours fixée à $\bar{S} = 25$ en retenant l'inertie de la partie constante comme inertie de la traverse dans l'expression (5), ce qui correspond à l'usage constaté dans la profession. Ces nouveaux résultats sont présentés sur la Figure 11.



(a) Déplacement sous charges horizontales



(b) Déplacement sous charges verticales

Figure 11 : Erreur \mathcal{E} obtenue avec un assemblage de rigidité adimensionnelle $\bar{S} = 25$
 Comparaison entre expressions analytiques et exemples réalistes avec traverse renforcée par jarret

Les études analytiques prédisent sensiblement moins bien les résultats pour les portiques « courants » de bâtiment lorsque les assemblages poutre-poteau sont renforcés par jarrets.

Une conclusion similaire peut être tirée en utilisant l'inertie au droit de l'assemblage comme inertie de la traverse dans l'expression (5), mais dans ce cas les expressions analytiques deviennent très sécuritaires. Il est également possible de tirer des conclusions identiques de l'analyse de portiques comportant des arbalétriers à hauteur variable sur toute leur longueur.

2.3.2 Rigidité équivalente à une barre à inertie variable

Il est possible de déterminer la rigidité rotationnelle apportée par une traverse à inertie variable sur un poteau à l'aide des développements de la référence [5]. Il est proposé de déterminer une inertie équivalente pouvant être utilisée dans la condition (1).

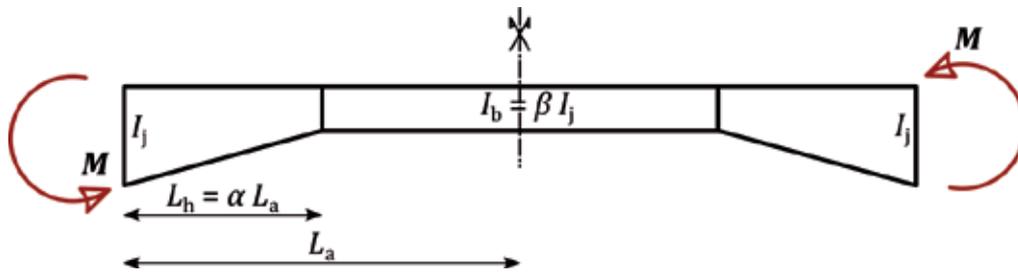


Figure 12 : Modèle d'ossature non contreventée utilisée pour la mise au point des coefficients $k_{ND,b}$ et $k_{ND,j}$

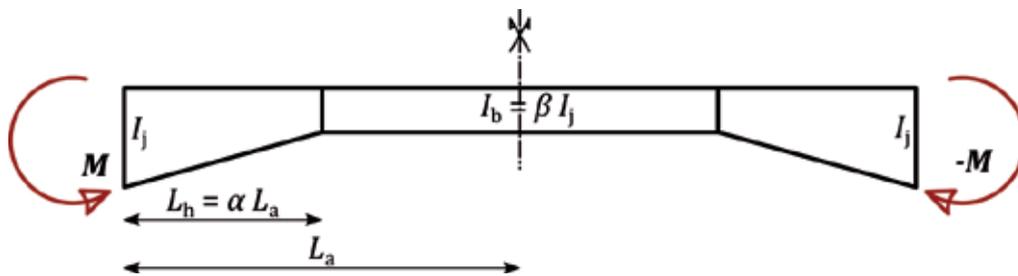


Figure 13 : Modèle d'ossature contreventée utilisée pour la mise au point des coefficients $k_{NF,b}$ et $k_{NF,j}$

Cette inertie équivalente I_{eq} peut être obtenue à l'aide du coefficient $k_{ND,b}$ dans le cas d'une ossature non contreventée (à nœuds déplaçables) ou du coefficient $k_{NF,b}$ dans le cas d'une ossature contreventée (à nœuds fixes) :

$$k_{ND,b} = \frac{I_{eq}}{I_b} = \frac{1}{3 \frac{I_b}{I_j} \Gamma_1 + \left(1 - \frac{L_h}{L_a}\right)^3} \quad [28]$$

$$k_{NF,b} = \frac{I_{eq}}{I_b} = \frac{1}{2 \left(\frac{I_b}{I_j} \Upsilon_1 + \Upsilon_3\right) + 1 - \frac{L_h}{L_a}} \quad [29]$$

Avec :

I_b Inertie de flexion de la zone courante,

I_j Inertie de flexion au droit de l'assemblage,

L_h Longueur de la zone à hauteur variable,

L_a Longueur de l'arbalétrier (demi-longueur de la traverse),

Γ_1 Coefficient fonction des rapports $\alpha = L_h/L_a$ et $\beta = I_b/I_j$;

$$\Gamma_1 = \frac{\alpha}{\sqrt{\beta} - 1} \left[1 - \frac{(1 - \alpha)^2}{\sqrt{\beta}} + \frac{2 \alpha^2}{\sqrt{\beta} - 1} \left(1 - \frac{\alpha + \sqrt{\beta} - 1}{\alpha(\sqrt{\beta} - 1)} \ln \sqrt{\beta} \right) \right] \quad [30]$$

Υ_1 Coefficient fonction des rapports $\alpha = L_h/L_a$ et $\beta = I_b/I_j$;

$$\Upsilon_1 = \frac{2 \alpha [1 + \sqrt{\beta} (\sqrt{\beta} - 2)] - \alpha^2 [1 + \sqrt{\beta} (\ln \sqrt{\beta} - 1)]}{4 (\sqrt{\beta} - 1)^2 \sqrt{\beta}} \quad [31]$$

Υ_3 Coefficient fonction des rapports $\alpha = L_h/L_a$ et $\beta = I_b/I_j$;

$$\Upsilon_3 = \frac{\alpha^2 \sqrt{\beta} \left[1 - \sqrt{\beta} \left(1 + \ln \frac{1}{\sqrt{\beta}} \right) \right]}{4 (\sqrt{\beta} - 1)^2} \quad [32]$$

Ces résultats correspondent aux abaques des coefficients k_{NF} et k_{ND} fournis en annexe de la référence [6] (à un facteur 3 près pour le coefficient k_{ND} , qui n'a pas exactement la même définition que le coefficient $k_{ND,b}$).

Il est également possible d'écrire ces coefficients de sorte qu'ils soient relatifs à l'inertie au droit de l'assemblage :

$$k_{ND,j} = \frac{I_{eq}}{I_j} = \frac{1}{3\Gamma_1 + \frac{I_j}{I_b} \left(1 - \frac{L_h}{L_a}\right)^3} \quad (33)$$

$$k_{NF,j} = \frac{I_{eq}}{I_j} = \frac{1}{2\left(\Upsilon_1 + \frac{I_j}{I_b} \Upsilon_3\right) + \frac{I_j}{I_b} \left(1 - \frac{L_h}{L_a}\right)} \quad (34)$$

Les expressions des coefficients Γ_1 , Υ_1 et Υ_3 étant particulièrement lourdes à manipuler, des abaques et des valeurs tabulées des coefficients $k_{ND,b}$, $k_{NF,b}$, $k_{ND,j}$, $k_{NF,j}$, sont fournis en annexe du présent article.

3 | ASSEMBLAGES DE CONTINUITÉ DE POUTRE

3.1 CONTINUITÉ D'UNE TRAVERSE DE PORTIQUE

Le modèle de la Figure 14 est utilisé afin de juger de l'influence de la rigidité d'un assemblage de continuité à mi-portée de la traverse, représentatif de l'assemblage de faîtage. Le portique est symétrique.

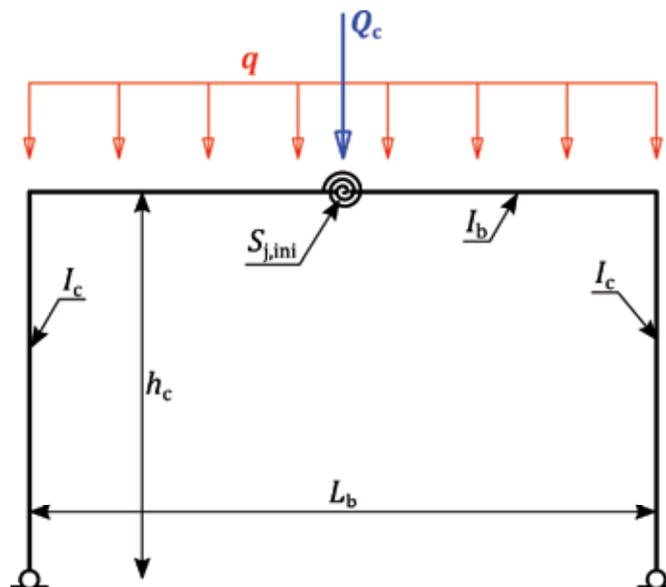


Figure 14 : Modèle de portique avec continuité semi-rigide à mi-portée de la traverse

Les notations sont les mêmes que pour le paragraphe 2.1.

3.1.1 Comportement de l'ossature sous charge verticale répartie

Le modèle de la Figure 14 est utilisé afin de déterminer le déplacement et le moment de flexion à mi-portée de la traverse sous une charge uniformément répartie q . La même démarche que celle décrite au paragraphe 2 est ensuite mise en œuvre, les expressions obtenues sont données dans le Tableau 5.

	Déplacement à mi-portée sous charge répartie	Moment à mi-portée sous charge répartie
Valeur pour une continuité idéale	$f(\bar{S} = \infty) = \frac{q L_b^4}{384 E I_b} \frac{10 \rho + 3}{2 \rho + 3}$	$M_j(\bar{S} = \infty) = \frac{q L_b^2}{8} \frac{2 \rho + 1}{2 \rho + 3}$
Valeur intégrant la rigidité de l'assemblage	$f(\bar{S}) = \frac{q L_b^4}{384 E I_b} \frac{(10 \rho + 3) \bar{S} + 24 \rho + 9}{(2 \rho + 3) \bar{S} + 3}$	$M_j(\bar{S}) = \frac{q L_b^2}{8} \frac{(2 \rho + 1) \bar{S}}{(2 \rho + 3) \bar{S} + 3}$
Influence négligeable de l'assemblage	$\frac{f(\bar{S})}{f(\bar{S} = \infty)} \leq 1 + \varepsilon$	$\frac{M_j(\bar{S})}{M_j(\bar{S} = \infty)} \geq 1 - \varepsilon$
Condition de rigidité	$\bar{S} \geq \frac{6(2 \rho + 1)(4 \rho + 3) - 3 \varepsilon (10 \rho + 3)}{(2 \rho + 3)(10 \rho + 3) \varepsilon}$	$\bar{S} \geq \frac{3(1 - \varepsilon)}{\varepsilon(2 \rho + 3)}$

Tableau 5 : Expressions développées pour le comportement sous charge répartie

3.1.2 Comportement de l'ossature sous charge verticale concentrée

La même analyse que celle présentée en 3.1.1 est conduite pour une charge concentrée Q_c appliquée à mi-portée de la traverse, les expressions obtenue sont données dans le [Tableau 6](#).

	Déformation à mi-portée sous charge concentrée	Moment à mi-portée sous charge concentrée
Valeur pour une continuité idéale	$f(\bar{S} = \infty) = \frac{Q_c L_b^3}{192 E I_b} \frac{8 \rho + 3}{2 \rho + 3}$	$M_j(\bar{S} = \infty) = \frac{Q_c L_b}{8} \frac{4 \rho + 3}{2 \rho + 3}$
Valeur intégrant la rigidité de l'assemblage	$f(\bar{S}) = \frac{Q_c L_b^3}{192 E I_b} \frac{(8 \rho + 3) \bar{S} + 12(2 \rho + 1)}{(2 \rho + 3) \bar{S} + 3}$	$M_j(\bar{S}) = \frac{Q_c L_b}{8} \frac{(4 \rho + 3) \bar{S}}{(3 \bar{S} + 2 \rho \bar{S} + 3)}$
Influence négligeable de l'assemblage	$\frac{f(\bar{S})}{f(\bar{S} = \infty)} \leq 1 + \varepsilon$	$\frac{M_j(\bar{S})}{M_j(\bar{S} = \infty)} \geq 1 - \varepsilon$
Condition de rigidité	$\bar{S} \geq 3 \frac{(4 \rho + 3)^2 - \varepsilon(8 \rho + 3)}{(2 \rho + 3)(8 \rho + 3) \varepsilon}$	$\bar{S} \geq \frac{3(1 - \varepsilon)}{\varepsilon(2 \rho + 3)}$

Tableau 6 : Expressions développées pour le comportement sous charge concentrée

À noter que l'analyse aboutit à la même condition de rigidité pour le critère de distribution de moment que la charge soit répartie ou concentrée.

3.1.3 Synthèse pour la continuité de traverse de portique

Les critères des paragraphes 3.1.1 et 3.1.2 peuvent être synthétisés sous forme graphique comme le montre la Figure 15. L'erreur maximale admise est fixée à 10% pour les trois critères.

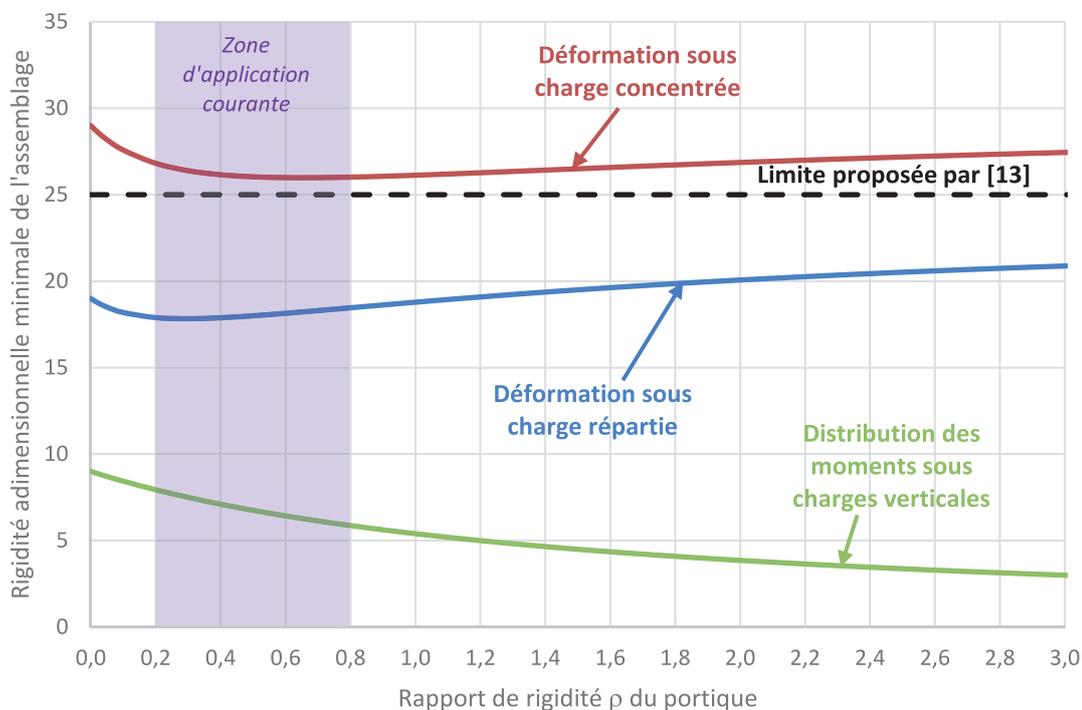


Figure 15 : Rigidité relative minimale de l'assemblage pour conserver une erreur inférieure ou égale à 10%

Il apparaît sur la Figure 15 que la limite proposée dans la référence [13] pour les assemblages de continuité au faitage est assez pertinente lorsque la déformation de la traverse est un critère déterminant du dimensionnement. Sous une charge concentrée, l'erreur commise est au maximum de 12%.

En alternative, il semble suffisant de considérer comme rigide un assemblage de continuité au faitage respectant la condition dessous :

$$S_{j,ini} \geq 10 \frac{E I_b}{L_b} \quad (35)$$

Cette condition assure uniquement que la distribution des moments est correctement évaluée. Elle peut être appliquée si la flèche obtenue en considérant une continuité idéale dans l'analyse est majorée à l'aide de l'expression suivante :

$$\frac{f_{add}}{f} = 0,9 + \frac{2,5 E I_b}{S_{j,ini} L_b} \quad (36)$$

3.2 CONTINUITÉ D'UNE POUTRE SUR APPUIS MULTIPLES

Les modèles de la Figure 16 sont utilisés afin de juger de l'influence de la rigidité d'un assemblage de continuité au droit des appuis intermédiaires d'une poutre sur appuis multiples à 2 ou 3 travées égales.

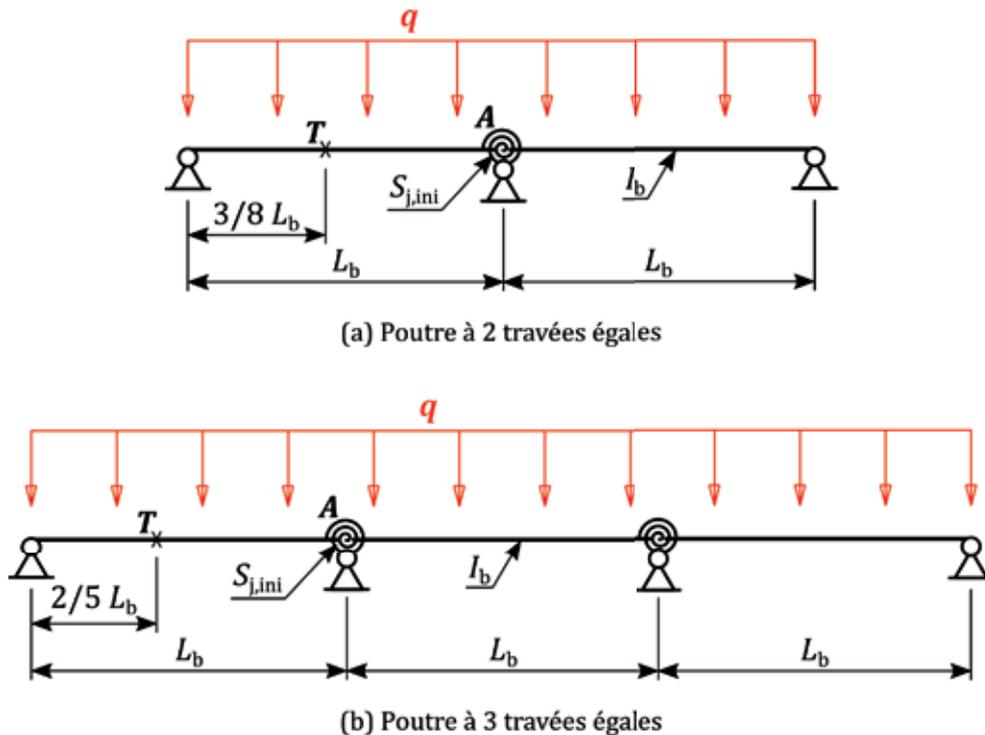


Figure 16 : Modèles de poutres continues avec assemblage de continuité au droit des appuis intermédiaires

Les calculs des moments ci-après sont effectués aux points de référence A et T.

3.2.1 Déformation de l'ossature sous charge verticale répartie

Les modèles de la Figure 16 sont utilisés afin de déterminer les déplacements aux points de référence T respectifs des configurations à 2 ou 3 travées. En négligeant toute influence des assemblages (i.e. continuité idéale), ces déplacements peuvent être calculés comme suit :

- Pour le modèle Figure 16a avec 2 travées égales :

$$f_{T,2}(\bar{S} = \infty) = \frac{q L_b^4}{384 E I_b} \frac{525}{256} \approx \frac{2,05 q L_b^4}{384 E I_b} \quad [37]$$

- Pour le modèle Figure 16b avec 3 travées égales :

$$f_{T,3}(\bar{S} = \infty) = \frac{q L_b^4}{384 E I_b} \frac{1632}{625} \approx \frac{2,61 q L_b^4}{384 E I_b} \quad [38]$$

Ces flèches prennent les formes suivantes en considérant l'influence de l'assemblage de continuité :

- Pour le modèle Figure 16a avec 2 travées égales :

$$f_{T,2}(\bar{S}) = \frac{q L_b^4}{384 E I_b} \frac{15 (70 \bar{S} + 237)}{256 (2 \bar{S} + 3)} \quad [39]$$

- Pour le modèle Figure 16b avec 3 travées égales :

$$f_{T,3}(\bar{S}) = \frac{q L_b^4}{384 E I_b} \frac{96 (85 \bar{S} + 186)}{625 (5 \bar{S} + 6)} \quad [40]$$

Afin que l'assemblage puisse être modélisé comme une continuité idéale, la déformation en considérant son influence ne doit pas être significativement plus grande que la déformation dans le cas idéal. Cela peut s'écrire sous les formes suivantes :

$$\frac{f_{T,2}(\bar{S})}{f_{T,2}(\bar{S} = \infty)} \leq 1 + \varepsilon \quad \text{et} \quad \frac{f_{T,3}(\bar{S})}{f_{T,3}(\bar{S} = \infty)} \leq 1 + \varepsilon \quad [41]$$

En reprenant les expressions (37) et (39) d'une part, et les expressions (38) et (40) d'autre part, on obtient après simplification les deux conditions suivantes :

- Pour le modèle Figure 16a avec 2 travées égales :

$$\bar{S} \geq \frac{132 - 105 \varepsilon}{70 \varepsilon} \quad [42]$$

- Pour le modèle Figure 16b avec 3 travées égales :

$$\bar{S} \geq \frac{6(14 - 17 \varepsilon)}{85 \varepsilon} \quad [43]$$

3.2.2 Distribution de moment sous charge verticale répartie

Les modèles de la Figure 16 sont utilisés afin de déterminer les moments de flexion aux différents points de référence. Les moments de flexion en négligeant la contribution de l'assemblage et en la prenant en compte sont donnés dans le Tableau 7 pour le point de référence T en travée et dans le Tableau 8 pour le point de référence A sur appuis.

	Modèle Figure 16a 2 travées égales	Modèle Figure 16b 3 travées égales
Moment en T, continuité idéale $M_T(\bar{S} = \infty)$	$\frac{9 q L_b^2}{128}$	$\frac{2 q L_b^2}{25}$
Moment en T, semi-continuité $M_T(\bar{S})$	$\frac{9 q L_b^2}{128} \frac{2 \bar{S} + 5}{2 \bar{S} + 3}$	$\frac{2 q L_b^2}{25} \frac{5 \bar{S} + 9}{5 \bar{S} + 6}$
Influence négligeable de l'assemblage	$\frac{M_T(\bar{S})}{M_T(\bar{S} = \infty)} \leq 1 + \varepsilon$	$\frac{M_T(\bar{S})}{M_T(\bar{S} = \infty)} \leq 1 + \varepsilon$
Condition sur la rigidité adimensionnelle de l'assemblage	$\bar{S} \geq \frac{2 - 3 \varepsilon}{2 \varepsilon}$	$\bar{S} \geq 3 \frac{1 - 2 \varepsilon}{5 \varepsilon}$

Tableau 7 : Moments de flexion en T et conditions sur la rigidité adimensionnelle de l'assemblage

	Modèle Figure 16a 2 travées égales	Modèle Figure 16b 3 travées égales
Moment en A, continuité idéale $M_A(\bar{S} = \infty)$	$\frac{q L_b^2}{8}$	$\frac{q L_b^2}{10}$
Moment en T, semi-continuité $M_A(\bar{S})$	$\frac{q L_b^2}{8} \frac{2 \bar{S}}{2 \bar{S} + 3}$	$\frac{q L_b^2}{10} \frac{5 \bar{S}}{5 \bar{S} + 6}$
Influence négligeable de l'assemblage	$\frac{M_A(\bar{S})}{M_A(\bar{S} = \infty)} \geq 1 - \varepsilon$	$\frac{M_A(\bar{S})}{M_A(\bar{S} = \infty)} \geq 1 - \varepsilon$
Condition sur la rigidité adimensionnelle de l'assemblage	$\bar{S} \geq \frac{2 - 3 \varepsilon}{2 \varepsilon}$	$\bar{S} \geq 6 \frac{1 - \varepsilon}{5 \varepsilon}$

Tableau 8 : Moments de flexion en A et conditions sur la rigidité adimensionnelle de l'assemblage

3.2.3 Synthèse pour la continuité de poutre sur appuis multiples

La condition (42) est enveloppe des différents critères présentés dans les paragraphes 3.2.1 et 3.2.2. En fixant l'erreur maximale admise à 10%, on obtient simplement :

$$S_{j,ini} \geq 17,4 \frac{E I_b}{L_b} \quad [44]$$

4 | CONCLUSIONS

4.1 RIGIDITÉ MINIMALE D'ASSEMBLAGE POUR ÊTRE MODÉLISÉ COMME UNE CONTINUITÉ

Le présent article étudie les conditions de rigidité permettant de modéliser différents types d'assemblages courants comme une continuité « parfaite ». Les travaux réalisés dans le cadre de cette étude considèrent l'influence de la semi-rigidité de ces assemblages sur plusieurs paramètres :

- La stabilité (charge critique) ;
- La déformation de l'ossature ;
- Le moment fléchissant.

Pour chacun des critères, il est jugé que la prise en compte explicite de la rigidité de l'assemblage peut être négligée si cela génère une différence par rapport à la continuité parfaite inférieure à 10%.

Sur cette base, différents critères permettant de modéliser un assemblage comme une continuité ont été proposés. Ils sont tous sous la forme usuelle suivante :

$$S_{j,ini} \geq k_b \frac{E I_b}{L_b} \quad [45]$$

Le facteur k_b dépend du type d'assemblage étudié, et peut prendre des valeurs plus favorables que celles de la norme [2] :

- Assemblages poutre-poteau dans une ossature de type portique non contreventée :

$$k_b = \frac{60}{1 + 2\rho} \quad \text{mais} \quad 8 \leq k_b \leq 25 \quad [46]$$

- Assemblages poutre-poteau dans une ossature de type portique contreventée :

$$k_b = \frac{55}{1 + 3\rho} \quad \text{mais} \quad 8 \leq k_b \leq 25 \quad [47]$$

- Assemblages de continuité au droit d'appuis intermédiaires pour une poutre sur appuis multiples :

$$k_b = 18 \quad [48]$$

- Assemblages de continuité de traverse de portique, si la flèche est critique :

$$k_b = 25 \quad [49]$$

- Assemblages d'encastrement d'une console, si la flèche est critique :

$$k_b = 30 \quad [50]$$

Note : La dernière condition résulte d'une analyse de la flèche d'une poutre console encastrée élastiquement, dans les mêmes conditions que celles du présent article. Elle est identique à la condition de rigidité pour les pieds de poteaux dans une ossature non contreventée dans la norme [2].

Pour les assemblages poutre-poteau d'ossatures en portiques, le facteur k_b proposé dépend du rapport de rigidité du portique ρ défini ci-dessous :

$$\rho = \frac{E I_b / L_b}{E I_c / h_c} = \frac{I_b h_c}{I_c L_b} \quad [51]$$

où I_b et L_b représentent respectivement l'inertie de flexion et la portée de la traverse, et I_c et h_c respectivement l'inertie de flexion et la hauteur des poteaux.

Les assemblages de continuité de traverse de portique et d'encastrement de console peuvent également être modélisés comme une continuité rigide si ils respectent le critère (45) avec $k_b = 10$, à condition que la flèche calculée dans ces conditions soit majorée par le coefficient adéquat ci-dessous :

- Assemblages de continuité de traverse de portique :

$$\eta = 0,9 + \frac{2,5 E I_b}{S_{j,ini} L_b} \quad \text{mais} \quad \eta \geq 1 \quad (52)$$

- Assemblages d'encastrement d'une console :

$$\eta = 0,9 + \frac{3 E I_b}{S_{j,ini} L_b} \quad \text{mais} \quad \eta \geq 1 \quad (53)$$

Les modèles de portiques étudiés pour les critères (46), (47) et (49) ne comportent qu'une seule travée et une traverse horizontale. Les résultats obtenus sont extrapolables aux portiques à une seule travée et à traverse brisée tant que la pente reste modérée. L'extension des résultats aux portiques à travées multiples nécessiterait cependant des investigations complémentaires, notamment pour la condition (46).

4.2 CORRECTION DE L'INERTIE EN CAS DE TRAVERSE À HAUTEUR VARIABLE

En cas de traverse à hauteur variable (renfort local par jarret, ou variation linéaire sur la longueur de l'arbalétrier), un assemblage poutre-poteau peut être modélisé comme une continuité idéale s'il vérifie la condition (45) en substituant l'inertie I_b par une inertie équivalente I_{eq} .

Cette inertie équivalente I_{eq} est obtenue comme suit :

- Ossature non contreventée (à nœuds déplaçables) :

$$I_{eq} = k_{ND,b} I_b \quad \text{ou} \quad I_{eq} = k_{ND,j} I_j \quad (54)$$

- Ossature contreventée (à nœuds fixes) :

$$I_{eq} = k_{NF,b} I_b \quad \text{ou} \quad I_{eq} = k_{NF,j} I_j \quad (55)$$

Des abaques et des valeurs tabulées des coefficients $k_{ND,b}$, $k_{NF,b}$, $k_{ND,j}$ et $k_{NF,j}$ sont fournis en annexe du présent article. À noter que l'application de cette même procédure aux assemblages de continuité au faîtage de poutre à hauteur variable s'avère sécuritaire.

5 | RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] EN 1993-1-1:2005 : Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments. Octobre 2005
- [2] EN 1993-1-8:2005 : Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-8 : calcul des assemblages. Décembre 2005
- [3] ANSI/AISC 360-16 : Specification for Structural Steel Building. July 2016.
- [4] Couchaux M. (2015). Pieds de poteaux encastres de section en I/H par platine d'assise. *Revue construction métallique*, CTICM. Vol. 3/2015, pp 43-70.
- [5] Galéa Y. (1981). Flambement des poteaux à inertie variable. *Revue construction métallique*, CTICM. Vol. 1/1981, pp 21-46.
- [6] Galéa Y. (2009). Instabilité des barres de portiques en acier – Méthodes de calcul pour les barres de portiques en acier (instabilité dans le plan et hors du plan) – D'après l'Eurocode 3. Guide Eurocode. 163 p.
- [7] Bijlaard F.S.K, Steenhuis C.M. (1991). Prediction of the influence of connection behaviour on the strength, deformations and stability of frames, by classification of connections. Proceedings of the second international workshop on connections in steel structures, Chicago. AISC. pp 307-318.
- [8] Goto Y., Miyashita S. (1998). Classification system for rigid and semirigid connections. Journal of structural engineering, ASCE. Vol. 124, no. 7, pp 750-757.
- [9] Gomes F.C.T. (2002). The EC3 Classification of Joint and Alternative Proposals. Proceedings of third European Conference on Steel Structures (Eurosteel 2002), Coimbra. pp 987-996.
- [10] Birkland I., Aalberg A., Kvam S. (2012). Classification Boundaries for stiffness of Beam to Column Joints and Column Bases. Nordic Steel Construction Conference 2012, Oslo.
- [11] Lescouarc'h Y., Galéa Y., Gachon H., Brozzetti J., Bouaziz J.P., Aribert J.M. (1978). Manuel pour le calcul en plasticité des constructions en acier. CTICM. 539 p.
- [12] Goulet J., Boutin J.P., Lerouge F. (2014). Aide-mémoire – Résistance des matériaux. 10^e édition. Dunod. 352 p.
- [13] Jaspert J.P., Weynand K. (2016). Design of joints in steel and composite structures. Ernst & Sohn, a Wiley brand. 388 p.
- [14] Sajib S., Lassonnery L. (2017). Critère de rigidité des assemblages – Analyse des limites « encastrement » pour un assemblage poutre-poteau. Rapport interne CTICM ref. DRV / 17-RCM-132 / 001-A. Décembre 2017.
- [15] Lassonnery L. (2018). Critère de rigidité des assemblages – Analyse des limites « encastrement » pour un assemblage de continuité de poutre. Rapport interne CTICM ref. DRV / 17-RCM-132 / 002-A. Juillet 2018.
- [16] Rodier A. (2018). Critère de rigidité des assemblages – Influence de l'inertie variable des traverses. Rapport interne CTICM ref. DRV / 17-RCM-132 / 003-A. Juillet 2018.

ANNEXE F : COEFFICIENTS DE CORRECTION POUR TRAVERSES À HAUTEUR VARIABLE

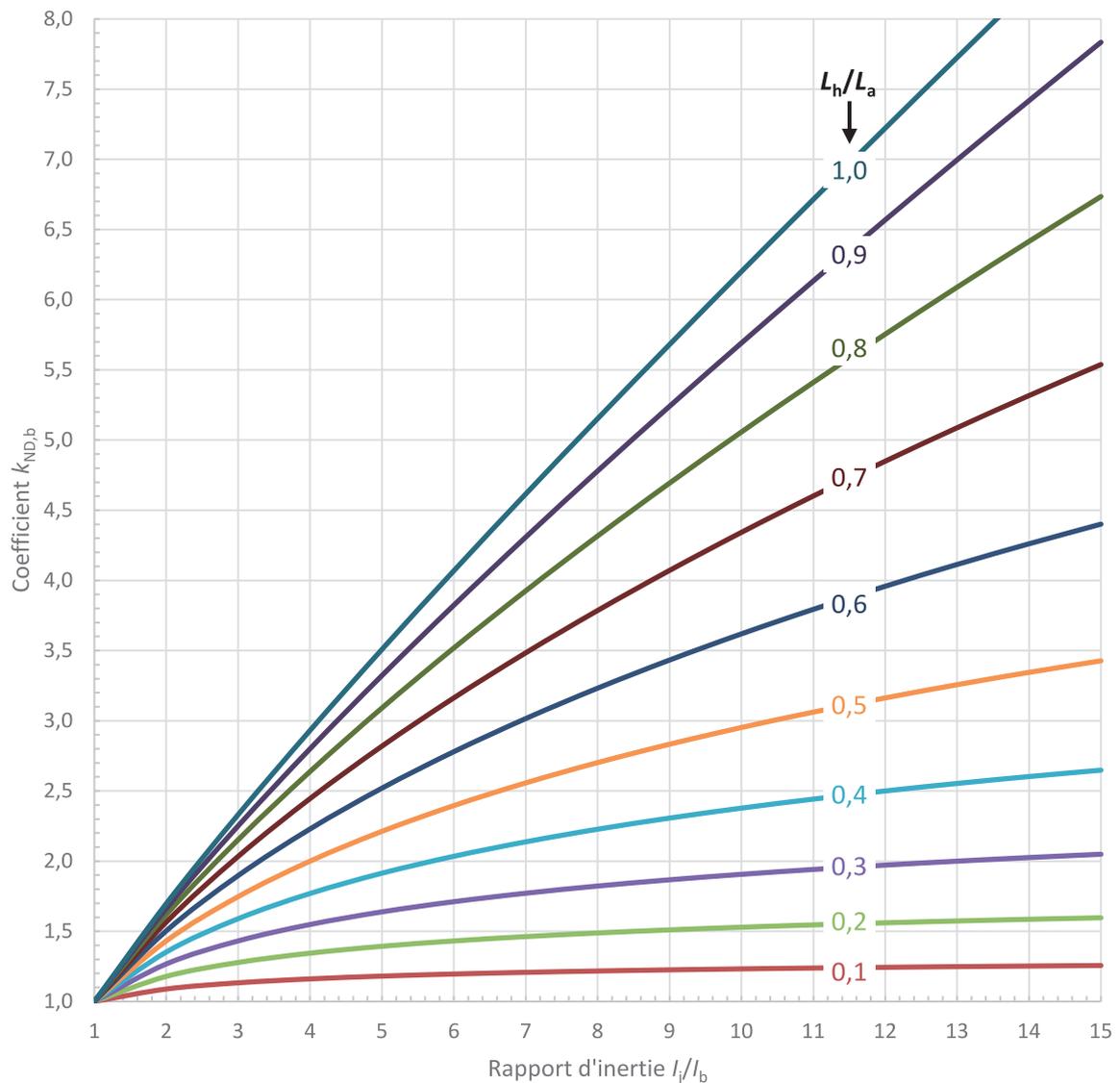


Figure 17 : Coefficient $k_{ND,b}$ pour les assemblages de poutre à inertie variable sur poteau ossature à nœuds déplaçables

I_j/I_b	Longueur du tronçon à inertie variable L_h / longueur de l'arbalétrier L_a							
	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	...	1.00
2	1.01	1.03	1.06	1.10	1.13	1.17	...	1.41
3	1.02	1.04	1.09	1.15	1.20	1.27	...	1.73
4	1.03	1.05	1.11	1.18	1.25	1.33	...	2.00
5	1.03	1.06	1.12	1.20	1.28	1.38	...	2.24
6	1.03	1.06	1.13	1.22	1.31	1.42	...	2.45
7	1.03	1.07	1.14	1.23	1.33	1.45	...	2.65
8	1.03	1.07	1.15	1.24	1.35	1.48	...	2.83
9	1.03	1.07	1.15	1.25	1.36	1.50	...	3.00
10	1.04	1.07	1.16	1.26	1.38	1.52	...	3.16

Tableau 9 : Coefficient $k_{ND,b}$ pour les assemblages de poutre à inertie variable sur poteau ossature à nœuds déplaçables

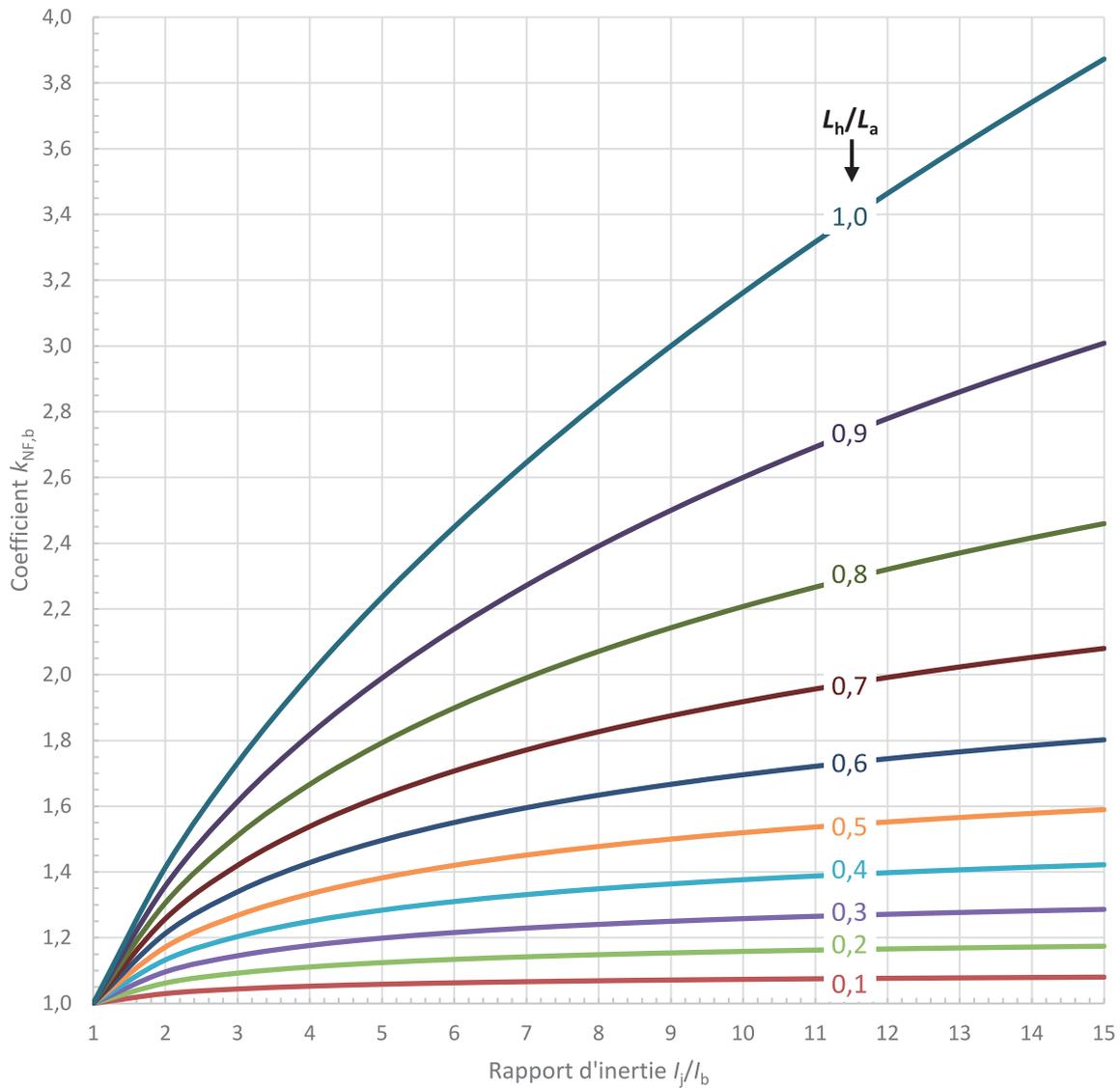


Figure 18 : Coefficient $k_{NE,B}$ pour les assemblages de poutre à inertie variable sur poteau ossature à nœuds fixes

I_j/I_b	Longueur du tronçon à inertie variable L_h / longueur de l'arbalétrier L_a							
	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	...	1.00
2	1.01	1.03	1.06	1.10	1.13	1.17	...	1.41
3	1.02	1.04	1.09	1.15	1.20	1.27	...	1.73
4	1.03	1.05	1.11	1.18	1.25	1.33	...	2.00
5	1.03	1.06	1.12	1.20	1.28	1.38	...	2.24
6	1.03	1.06	1.13	1.22	1.31	1.42	...	2.45
7	1.03	1.07	1.14	1.23	1.33	1.45	...	2.65
8	1.03	1.07	1.15	1.24	1.35	1.48	...	2.83
9	1.03	1.07	1.15	1.25	1.36	1.50	...	3.00
10	1.04	1.07	1.16	1.26	1.38	1.52	...	3.16

Tableau 10 : Coefficient $k_{NE,B}$ pour les assemblages de poutre à inertie variable sur poteau ossature à nœuds fixes



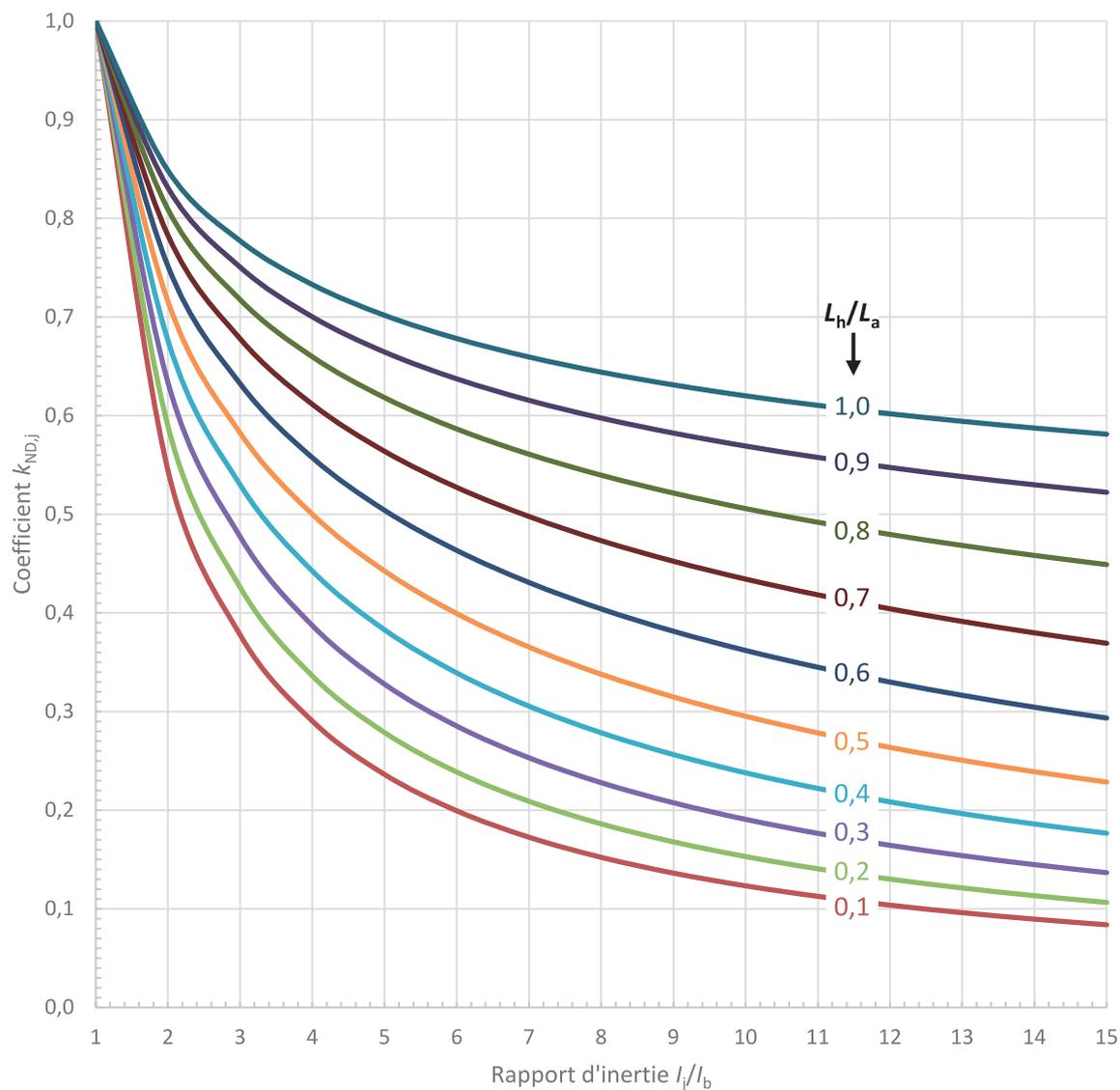


Figure 19 : Coefficient $k_{ND,j}$ pour les assemblages de poutre à inertie variable sur poteau ossature à nœuds déplaçables

I_j/I_b	Longueur du tronçon à inertie variable L_h / longueur de l'arbalétrier L_a							
	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	...	1.00
2	0.52	0.54	0.59	0.63	0.68	0.72	...	0.85
3	0.36	0.38	0.43	0.48	0.53	0.58	...	0.78
4	0.27	0.29	0.34	0.39	0.44	0.50	...	0.73
5	0.22	0.24	0.28	0.33	0.38	0.44	...	0.70
6	0.18	0.20	0.24	0.29	0.34	0.40	...	0.68
7	0.16	0.17	0.21	0.25	0.31	0.37	...	0.66
8	0.14	0.15	0.19	0.23	0.28	0.34	...	0.64
9	0.12	0.14	0.17	0.21	0.26	0.31	...	0.63
10	0.11	0.12	0.15	0.19	0.24	0.30	...	0.62

Tableau 11 : Coefficient $k_{ND,j}$ pour les assemblages de poutre à inertie variable sur poteau ossature à nœuds déplaçables

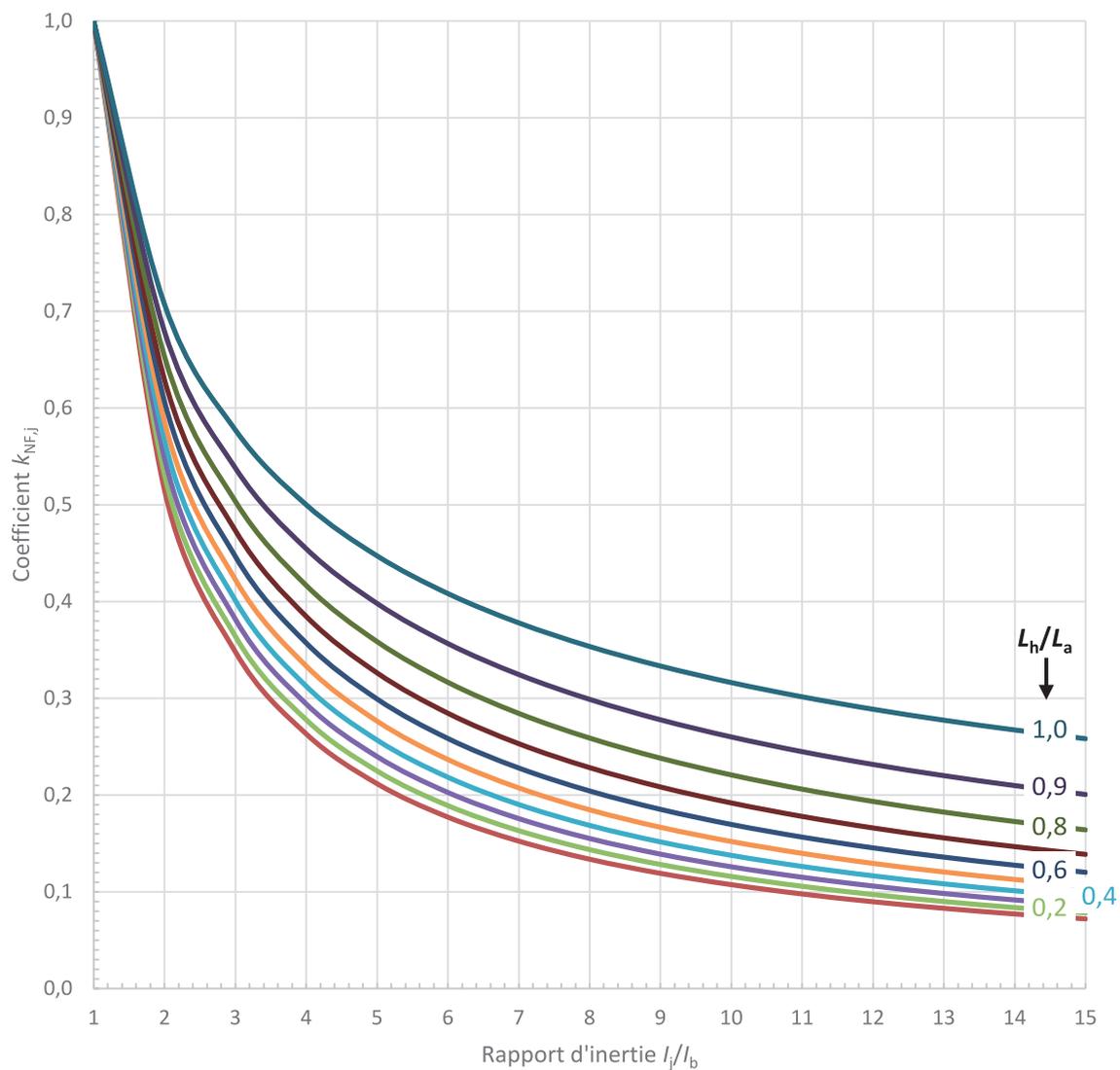


Figure 20 : Coefficient $k_{NF,j}$ pour les assemblages de poutre à inertie variable sur poteau ossature à nœuds fixes

I_j/I_b	Longueur du tronçon à inertie variable L_h / longueur de l'arbalétrier L_a							
	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	...	1.00
2	0.51	0.52	0.53	0.55	0.57	0.59	...	0.71
3	0.34	0.35	0.36	0.38	0.40	0.42	...	0.58
4	0.26	0.26	0.28	0.29	0.31	0.33	...	0.50
5	0.21	0.21	0.22	0.24	0.26	0.28	...	0.45
6	0.17	0.18	0.19	0.20	0.22	0.24	...	0.41
7	0.15	0.15	0.16	0.18	0.19	0.21	...	0.38
8	0.13	0.13	0.14	0.16	0.17	0.18	...	0.35
9	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.17	...	0.33
10	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	...	0.32

Tableau 12 : Coefficient $k_{ND,j}$ pour les assemblages de poutre à inertie variable sur poteau ossature à nœuds fixes