
Dimensionnement de portiques renforcés par des armatures PRF : estimation de la flèche et comparaison des tendances de dimensionnement

CONFRERE Adeline¹

¹ LMC², Université Lyon 1, INSA Lyon, 82 bd Niels Bohr, 69622 Villeurbanne Cedex, France
adeline.confre@gmail.com

Prix Jeunes Chercheurs « René Houpert »

RÉSUMÉ. Ce travail porte sur l'étude de poutres en béton renforcées par des armatures Polymères Renforcées de Fibres (PRF) en verre ou en carbone à la place des armatures en acier. L'analyse de poutres sur appuis simples et de portiques testés expérimentalement montre que l'Etat Limite de Service nécessite de mettre plus d'armatures que pour le respect de l'Etat Limite Ultime. Les codes réglementaires en vigueur pour l'utilisation de ces nouvelles armatures sont vérifiés pour les poutres en appuis simples, ce qui met en évidence une sous-estimation fréquente de la flèche. Une approche scientifique rigoureuse prenant en compte les effets systèmes est alors développée se basant sur l'équilibre des forces de la section au centre de la poutre. Dans le cas des portiques, la redistribution des moments au cours du chargement est étudiée et un comportement typique est mis en évidence par l'étude des résultats expérimentaux. La flèche est alors estimée par l'intégration de la courbure le long de la poutre. Enfin, des diagrammes de tendances de dimensionnement sont tracés en faisant varier les sections de poutres, leur longueur ou encore la résistance du béton en compression pour voir leur influence.

ABSTRACT. This work is based on the study of concrete beams internally reinforced by Fibre Reinforced Polymer (FRP) in glass or carbon instead of steel. The analysis of simply supported beams and frames experimentally tested show that Service Limit State requires more rebars than for Ultimate Limit State. The codes and guidelines adapted to those new reinforcements are checked for tee simply supported beams and underestimation of deflection is frequently observed. Then, a rigorous scientific approach taking into account the system effects is developed, based on equilibrium of compressive and tensile forces on the section at the middle of the span. In case of frames, redistribution of moments during the loading is studied and a typical behaviour of evolution is showed with experimental results analysis. Deflection is finally estimated by integration of the curvature along the span. Lastly, design trends diagrams are computerized varying the sections, the span length of the beams or concrete compressive strength to see their influence.

MOTS-CLÉS : Armatures PRF, poutres, portiques, béton, flèche, tendances de dimensionnement

KEY WORDS: FRP rebar, beams, frames, concrete, deflection, design trends

1. Introduction

Dans des environnements agressifs, la corrosion de l'acier dans le béton a été identifiée comme une des principales causes de détériorations et déficiences des structures de bâtiments en béton armé. Cela représente 55% des dégradations observées lors de l'enquête réalisée par la British Cement Association [BCA 97] et les réparations engendrées peuvent s'avérer coûteuses. Un des moyens de s'affranchir des contraintes de durabilité liées à l'armature en acier est d'utiliser des armatures en Polymère Renforcés de Fibres (PRF) en verre ou en carbone. Ces armatures alternatives sont déjà utilisées dans de grands ouvrages de type pont, voie pour des trains à fonctionnement magnétique, dallage, mais de rares utilisations sont appliquées aux bâtiments [CSA 12].

Depuis les années 1990, de nombreuses études ont été menées sur des poutres renforcées par des armatures PRF. Des codes de dimensionnement d'éléments renforcés par PRF ont été développés aux Etats-Unis et au Canada à partir des résultats de ces études. Depuis les premières versions datant du début des années 2000, des modifications sont constamment apportées pour améliorer la sécurité du dimensionnement. Dans une première partie de ce travail, six poutres renforcées par des armatures en acier, pour la poutre de référence, et par armatures en carbone ou verre, pour les cinq autres, ont été étudiées en comparant les résultats expérimentaux et analytiques [CON 13]. Il a été montré que les moments résistants et la capacité à l'effort tranchant étaient estimés de manière sécuritaire par les codes existants et qu'en revanche, les flèches étaient sous-estimées. Les codes existants ainsi vérifiés pour les Etats Limites Ultime et de Service, le code CSA S806-12 a été utilisé pour simuler 690 cas de sections de poutres avec un algorithme développé en Python dans l'étude [CON 14]. Des nappes en 3 dimensions ont été générées donnant la section optimale permettant de satisfaire chacun des Etats Limites et leur étude a montré qu'aucun ratio ne permet de trouver un optimum de renforcement satisfaisant l'Etat Limite Ultime et celui de Service. Avec le renforcement par des armatures PRF, il faut toujours davantage de renforcements pour remplir les critères de flèche ou de résistance du béton en compression.

Dans la nouvelle partie de cette étude, des portiques sont fabriqués puis testés pour étudier la problématique de redistribution des moments dans le cas du renforcement par des armatures PRF et pour observer la flèche alors développée dans un système où la poutre est semi-encastree au départ. Quatre portiques sont coulés puis testés dont un portique renforcé par des aciers et les trois autres par des armatures PRF. La réduction de la flèche maximum est évaluée expérimentalement puis estimée par une approche simplifiée se basant sur l'équilibre des forces de la section au centre de la poutre. Une méthode simplifiée tri-linéaire est ainsi développée et vérifiée sur les résultats expérimentaux des poutres de l'étude. Puis, les algorithmes sont reprogrammés afin de tracer des diagrammes de tendances de dimensionnement où les quantités d'armatures requises sont données par la méthode tri-linéaire. Ces diagrammes sont comparés aux tendances générées par le code canadien CSA S806-12. Enfin, une étude paramétrique permet de mettre en relief l'influence de paramètres tels que les dimensions de la section, la longueur de la poutre ou encore le type de béton utilisé.

2. Programme expérimental des portiques

2.1. Description des corps d'épreuve

Quatre portiques ont été dimensionnés dont trois avec le code canadien CSA S806-12 pour atteindre une rupture finale par compression du béton en zone centrale de poutre ou avec l'Eurocode 2 pour le portique renforcé par des aciers. Pour éviter la rupture au tranchant chaque poutre est renforcée par des cadres espacés de 150 mm. Les poteaux, d'une hauteur de 0,8 m, sont directement coulés sur les fondations, leur section est de 0,2 m par 0,2 m. Dans un second temps, les poutres sont coulées dans des coffrages de 3 m de long avec une section de 0,2 m de largeur pour 0,3 m de hauteur (Figure 1).

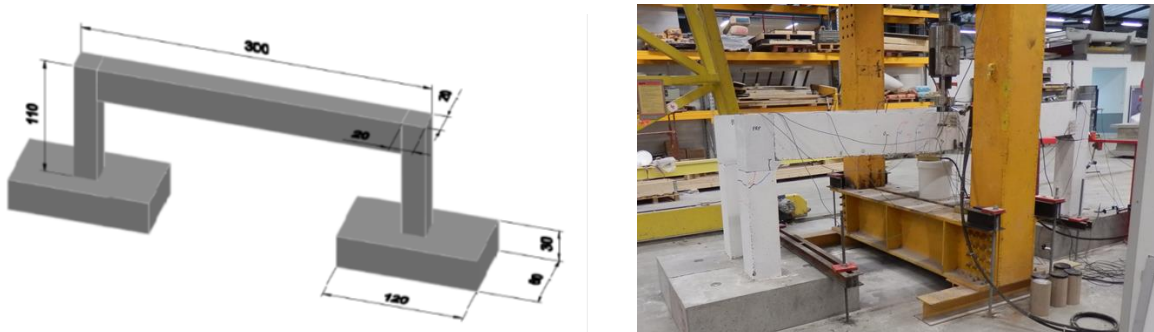
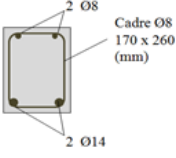
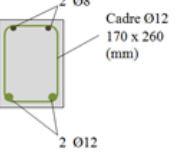
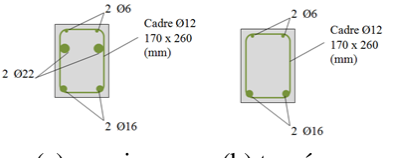
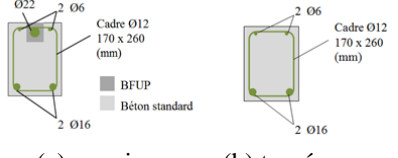


Figure 1. Dimension des portiques et dispositif d'essai mis en place

Un moule préfabriqué en BFUP (Béton Fibré Ultra Performant) permet l'assemblage des éléments poteau-poutre préfabriqués. La jonction poteau-poutre est elle-même coulée en BFUP pour réduire la longueur d'ancrage nécessaire au niveau des armatures PRF qui n'ont alors pas besoin d'être recourbées. Les éléments portiques sont testés en flexion 3 points au niveau de la section centrale de la poutre (Figure 2).

Les poteaux du portique renforcé par des aciers appelé portique S comporte des armatures en acier de diamètre 14 mm tandis que les poteaux des 3 autres portiques nommés portique G1, G2 et G3 sont renforcés par des armatures PRF en verre de diamètre 16 mm. Les sections des poutres sont données pour la travée et aux appuis dans le Tableau 1 suivant.

Tableau 1. Configurations des sections aux appuis et en travée des poutres

 <p>Portique S (section appui et travée)</p>	 <p>Portique G1 (section appui et travée)</p>
 <p>Section (a) appuis (b) travée</p> <p>Portique G2</p>	 <p>Section (a) appuis (b) travée</p> <p>Portique G3</p>

Enfin, une poutre en appuis simples identique à celle du portique G1 est fabriquée pour quantifier la réduction de la flèche lors du passage à l'échelle du système dans le cas des armatures alternatives PRF.

2.2. Matériaux

Un béton de caractéristique mécanique 25 MPa est formulé pour les poutres et poteaux, il est composé de 370 kg/m³ de ciment portland 32.5 N, 213 kg/m³ d'eau, 704 kg/m³ de sable 0/4 et 992 kg/m³ de granulats 5/10. Les propriétés du béton ont été caractérisées avec des échantillons de contrôle cylindrique 16 cm x 32 cm, coulés en même temps que les poutres. Le BFUP est un béton Lafarge Ductal[®] avec liant prémix G2 et fibres métalliques dont la résistance moyenne atteinte en compression est de 171±2 MPa et le module d'Young de 54 GPa. Par ailleurs, les armatures en acier ont une caractéristique de résistance en traction de 550 MPa pour un module d'élasticité de 200 GPa et les armatures PRF en verre ont une résistance en traction moyenne de 930 MPa pour un module d'élasticité moyen de 54 GPa.

2.3. Dispositif

La force est appliquée par un vérin hydraulique de capacité 500 kN, contrôlée en déplacement avec une vitesse de 4mm/min. Toutes les données sont collectées par un système d'acquisition. Des temps de pause ont été réalisés à intervalle de 10 kN pour marquer les fissures au fur et à mesure de l'expérience, jusqu'à un seuil sécuritaire de 60 kN.

La flèche a été mesurée au centre de la poutre et à l'un des points d'appui du chargement à l'aide de LVDTs (Linear Variable Differential Transformers). La déformation du béton dans la zone de compression à mi-portée de la poutre a été mesurée avec des jauges de déformation de 30 mm, collées sur la fibre supérieure de la poutre, à 4 cm à 7 cm et à 10 cm du bord supérieur et au niveau de l'une des sections aux appuis collées vers le bas. Les déformations dans les armatures ont été mesurées par des jauges de déformation de 10 mm collées sur les armatures en place dans le béton, au niveau de la section du milieu et au niveau des appuis également dans les zones de traction.

3. Analyse des résultats expérimentaux

La figure suivante (Figure 2) présente les comportements des poutres de portiques et la comparaison avec la poutre isostatique. L'évolution de la flèche au centre de la poutre est observée en fonction de l'effort appliqué.

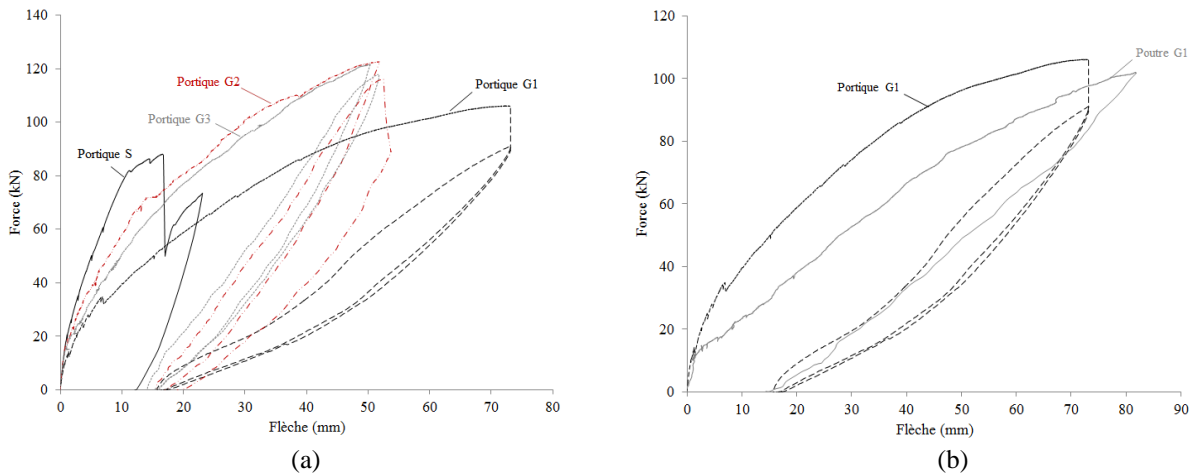


Figure 2. Comparaison du comportement (a) des portiques en flexion et (b) la comparaison avec une poutre identique en appuis simples

Le portique renforcé uniquement par des aciers a une meilleure rigidité que les autres portiques ; malgré tout, en renforçant les appuis pour les portiques G2 et G3, la rigidité du système PRF est améliorée après l'ouverture des fissures en travée qui redistribuent les moments dans la poutre. Pour une charge de service définie, la flèche associée aux portiques plus renforcés aux appuis G2 et G3 sera plus petite que celle du portique G1. De plus, les charges atteintes à la rupture par les portiques PRF sont toutes plus élevées que le portique avec acier. La performance initiale du portique acier est ainsi augmentée de près de 40% pour les portiques PRF.

Pour la comparaison des échelles de systèmes, on peut noter la différence de rigidité entre les deux poutres qui diffèrent par les conditions limites. La rigidité apportée par l'encastrement élastique de la poutre aux nœuds des poteaux est non négligeable et peut considérablement diminuer la flèche surtout pour la charge limite de service. Par ailleurs, l'évolution de la distribution des moments au cours de l'expérience pour la poutre de portique apporte plus de « ductilité » au système comparé à la poutre en appuis simples qui présente un comportement élastique après ouverture des fissures.

4. Développement d'une méthode simplifiée pour estimer la courbe force-flèche

4.1. Identifier la redistribution des moments dans le cas des portiques

Pour évaluer et prédire le comportement de la flèche en fonction de la force appliquée, il faut d'abord connaître l'évolution des moments au cours de l'historique du chargement en identifiant la redistribution expérimentale par rapport à la théorie dans le cas des portiques renforcés par des armatures PRF (Figure 3).

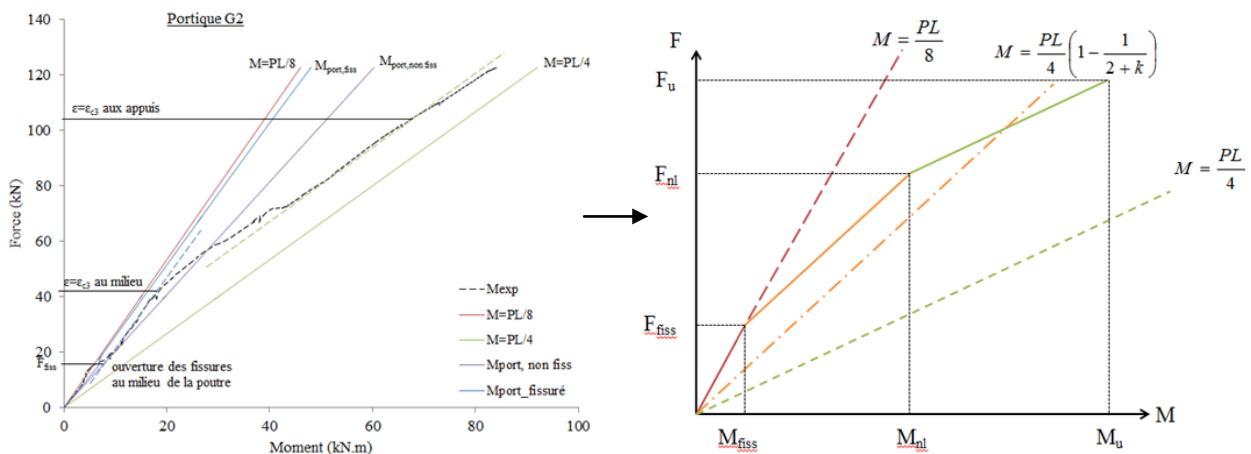


Figure 3. Validation expérimentale de la distribution théorique des moments en fonction de la force

Pour cela, on calcule le moment interne développé au cours de l'expérience en se basant sur les mesures des jauges de déformations placées sur les armatures en traction. Puis, on calcule le moment externe en fonction de la force appliquée pour différentes configurations, poutre encastree, semi-encastree ou poutre bi-appuyee et on identifie les différentes phases d'évolution du système décrit par le moment interne.

Dans une première phase de comportement, aucune section de la poutre n'est fissurée. On peut considérer que les poutres sont encastrees aux nœuds avec les poteaux. Puis, les premières fissures apparaissent au milieu de la poutre lorsque le béton en traction atteint sa résistance maximale (2,8 MPa environ). Le moment correspondant à cette fissuration peut être calculé en homogénéisant la section par rapport au béton et en se plaçant à la déformation telle que le béton atteigne son maximum de résistance en traction en bas de la poutre, pour la section centrale.

La deuxième phase de comportement est caractérisée par une rigidité aux nœuds décroissante. L'évolution suit la distribution présentée en Figure 4(a) avec k , le coefficient de rigidité aux nœuds, M_B et M_P étant les moments aux appuis et en travée respectivement.

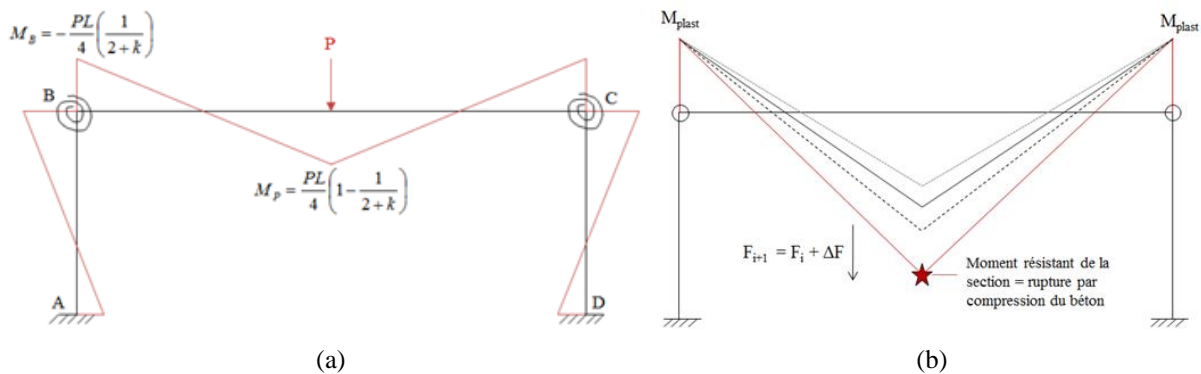


Figure 4. Distribution des moments le long de la poutre (a) pour des nœuds dont la rigidité varie (b) après formation de rotules plastiques aux appuis

Le coefficient de rigidité k s'exprime en suivant l'équation [1] avec L et h , la longueur de poutre et la hauteur de poteau respectivement et $I_{poutre,fiss}$ l'inertie de la poutre fissurée et $I_{poteau,fiss}$ l'inertie du poteau fissuré.

$$k = \frac{I_{poutre,fiss}}{L} \frac{h}{I_{poteau,fiss}} \quad [1]$$

Lorsque des aciers sont placés en partie supérieure de poutre aux appuis, la troisième phase correspond à la plastification de ces aciers. Le moment cesse alors d'évoluer sur appuis (correspondant à M_{plast}) et toute augmentation incrémentale du chargement est reprise par la travée de la poutre, ce qui revient à considérer que les nœuds fonctionnent comme des rotules et que la poutre est en appuis simple sur les poteaux (Figure 4(b)).

Lorsque des armatures PRF sont placées en haut de la poutre, on observe que la formation des rotules suit le moment où la contrainte maximum est atteinte dans le béton en compression en milieu de poutre. La Figure 3. montre bien le changement progressif de distribution des moments vers un comportement de poutres en appuis simples dans le cas du portique G2. Le moment correspondant à ce maximum en compression est calculé en équilibrant les forces de compression et de traction pour une déformation de béton en compression égale à $\varepsilon_{c3} = f_{cm} / E_c$ avec f_{cm} la résistance moyenne en compression et E_c le module d'Young du béton en question.

Enfin, les poutres étant dimensionnées et ayant cassées en flexion par compression du béton, le moment ultime est calculé avec l'hypothèse que la déformation en compression du béton atteigne son maximum.

4.2. Calcul de la flèche en fonction de la distribution des moments

L'analyse précédente permet de relier les moments théoriques, calculés à partir des caractéristiques géométriques et des matériaux, avec les forces réelles correspondantes. La flèche est ensuite calculée à partir de la courbe qui s'exprime en fonction de la distribution des moments [2] ayant déjà été identifiée à chacune des trois phases.

$$\delta''(x) = \frac{M(x)}{EI} \quad [2]$$

Avec E , le module d'Young du béton et I l'inertie de la poutre fissurée ou non suivant la phase de comportement. La flèche est alors obtenue par double intégration de la courbure le long de la poutre, qui peut être réduite à la demi-longueur de la poutre par symétrie. Le calcul des constantes d'intégration se fait pour des conditions aux limites de zone telles que $v'(x=L/2) = 0$ et $v(x=0) = 0$. Par exemple, à la phase 2 la distribution des moments s'exprime par [3].

$$M(x) = \frac{P}{2}x - \frac{PL}{4}\left(\frac{1}{2+k}\right) \quad [3]$$

Avec P la force appliquée considérée et x une abscisse quelconque le long de la poutre. Après double intégration de la courbure sur la demi-longueur, l'expression de la flèche est [4].

$$\delta(x) = \left[\frac{Px^3}{12} - \frac{PLx^2}{8}\left(\frac{1}{2+k}\right) - \frac{PL^2}{16}x + \frac{PL^3}{16}\left(\frac{1}{2+k}\right) \right] \frac{1}{EI} \quad [4]$$

Au milieu de la poutre, là où le maximum est atteint à $x = L/2$, la flèche calculée pour la force identifiée F_{nl} , entre les phases 2 et 3, s'écrit [5].

$$\delta_{nl}\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{F_{nl}L^3}{16EI} \left(\frac{1}{2(2+k_{fiss})} - \frac{1}{3} \right) \quad [5]$$

Les prédictions de la relation force-flèche développée à partir de cette analyse simplifiée pour les portiques G2 et G3, uniquement renforcés par des PRF de verre, sont illustrées à la Figure 5. On observe bien les trois phases de comportement décrites précédemment.

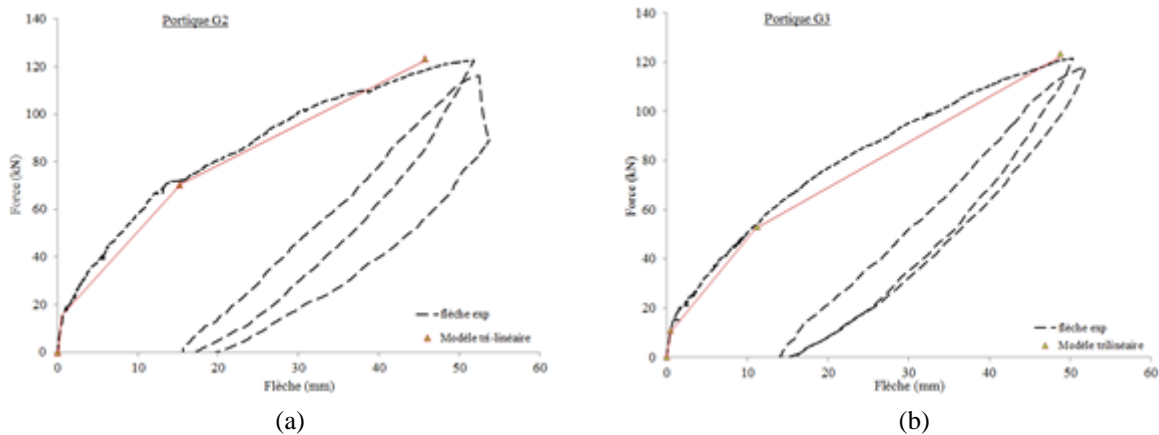


Figure 5. Comparaison entre résultats expérimentaux et approche simplifiée de la relation force-flèche pour les portiques (a) Portique G2 et (b) Portique G3

5. Synthèse de l'étude paramétrique liée aux diagrammes de dimensionnement

Des diagrammes de tendances de dimensionnement sont tracés par un programme développé en Python qui se base sur les équations du code CSA S806-12 et sur les équations développées dans la méthodologie décrite ci-dessus (Figure 6.). Les algorithmes de calculs ont déjà été présentés dans [CON 14]. Les équations issues de l'approche simplifiée tri-linéaire sont réécrites pour des chargements uniformes continus. Par exemple, pour le portique, la distribution des moments et la flèche, dans la phase où la poutre est considérée comme semi-encastree avec une certaine rigidité aux nœuds, sont alors données par les équations [6] et [7] respectivement.

$$M(x) = \frac{pLx}{2} - p \frac{x^2}{2} - \frac{pL^2}{6(2+k)} \quad [6]$$

$$\delta\left(\frac{L}{2}\right) = \delta_{ser} = \frac{w_{ser}L^4}{48E_cI_{cr}} \left(-\frac{5}{8} + \frac{1}{(2+k)}\right) = \frac{M_{ser}L^2}{6E_cI_{cr}} \left(-\frac{5}{8} + \frac{1}{(2+k)}\right) \quad [7]$$

Cette approche est aussi valable pour les poutres en appuis simples. Des diagrammes 3D peuvent être tracés comme dans [CON 14] mais pour plus de clarté, une coupe 2D est effectuée au point $b = 0, 2$ m avec b la largeur de la section. Les charges supposées sur la poutre sont représentatives d'un dimensionnement de poutre de bâtiment, le béton a une résistance en compression de 25 MPa, la longueur de poutre est de 4 m et l'entraxe entre poutres de 3 m.

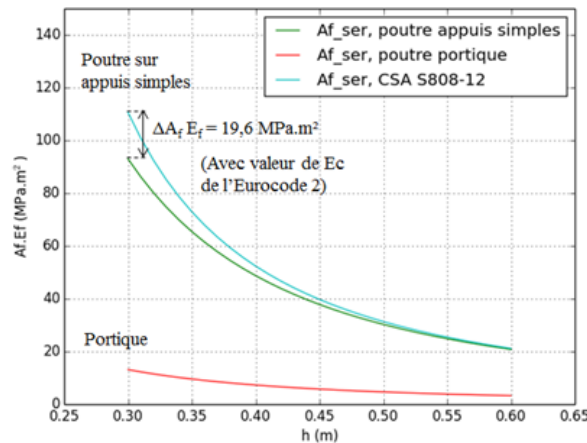


Figure 6. Comparaison de l'ELS pour les différentes méthodes et différentes conditions aux limites

On observe sur ce graphique que les conditions limites influencent le résultat de la quantité d'armatures requises pour satisfaire le critère de la flèche. Pour une flèche de service limite de $L/360$ qui correspond au moment de service défini par les charges, il faudrait 6 à 7 fois plus de renforcement pour une poutre isostatique que pour la même poutre semi-encastée lorsque la hauteur est de 0,3 m et environ 4 fois plus si la hauteur de section est doublée à 0,6 m.

Pour le même jeu de paramètres, la simulation est faite en incluant les estimations données par le code CSA S806-12. La différence entre les deux poutres isostatiques est $A_{f,ser} E_f = 20 \text{ MPa.m}^2$, ce qui revient à dire qu'en appliquant le code CSA il faudrait 1,2 fois plus d'armatures par rapport au résultat donné par l'intégration du moment fléchissant.

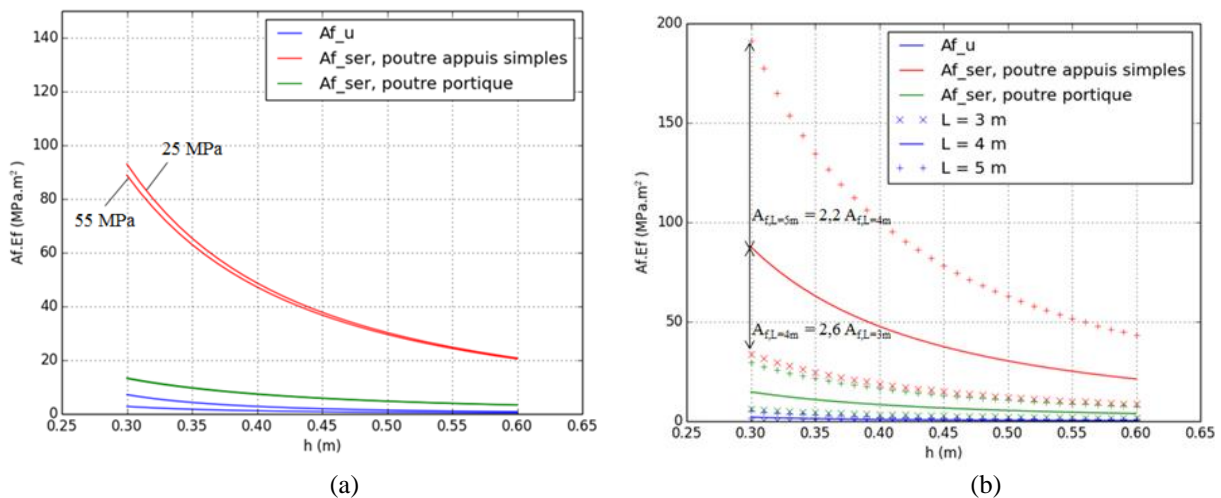


Figure 7. (a) Influence de la résistance du béton pour $L=4\text{m}$ et (b) influence de la longueur de poutre pour un béton de 25 MPa

Enfin, les calculs sont relancés afin de déterminer l'influence du béton et de la longueur de poutre sur les quantités de renforcements nécessaires (Figure 7.). On observe que le paramètre résistance en compression du béton a un impact faible sur la flèche car il n'intervient qu'indirectement à travers le module d'élasticité. En revanche, l'influence de la longueur de poutre est visible et le rapport des sections d'armatures nécessaire d'une longueur par rapport à une autre est inférieur pour le portique que pour les poutres isostatiques. En effet, pour une même hauteur de poutre le rapport des sections de renforcements est multiplié par 2,2 dans le cas du portique et par 2,6 dans le cas de la poutre entre une portée de 3 m et une portée de 4 m.

6. Conclusion

Le renforcement de poutre par des armatures PRF a préalablement permis de montrer que l'Etat Limite de Service dominait le dimensionnement [CON 14]. Bien plus, la simulation de 690 poutres en appuis simples se basant sur le code existant CSA S806-12 [CSA 12] a confirmé qu'aucun optimum de quantité d'armatures n'existait pour satisfaire à la fois l'Etat Limite Ultime et l'Etat Limite de Service. Si l'Etat Limite Ultime est en général estimé de façon sécuritaire, le respect du critère de flèche est un problème pour les poutres de béton renforcées par des PRF. Afin de réduire la flèche développée et ainsi pouvoir diminuer la quantité de renforcement nécessaire, les conditions limites aux appuis sont modifiées dans l'étude de portiques.

Une approche scientifique rigoureuse prenant en compte les effets systèmes a été développée sur la base de résultats expérimentaux. Les moments internes calculés à partir des déformations mesurées sur les armatures ont été comparés aux moments externes et ont permis de mettre en évidence la distribution des moments au cours de l'expérience jusqu'à rupture. A partir de cette analyse inverse, des points caractéristiques de fonctionnement ont été identifiés pour construire une relation tri-linéaire à partir d'équations issues de l'équilibre statique des sections. Pour passer de la distribution des moments identifiée au comportement de la flèche en fonction de la force, la flèche est calculée par double intégration de l'expression du moment fléchissant le long de la poutre et force correspondante à chaque phase de comportement dépend des phases précédentes. L'étude de la flèche pour les portiques montre que nous sommes capables de donner une bonne approximation de la flèche avec un modèle simplifié tri-linéaire, pour différentes configurations de portiques. De plus, nous observons que la flèche est réduite par rapport à une poutre isostatique identique.

Des diagrammes de dimensionnement construits pour différentes conditions limites et comparant les algorithmes développés en appliquant la méthode de calcul du CSA S806-12 et l'approche simplifiée par équilibre des sections sont tracés. Une étude paramétrique sur les dimensions géométriques des spécimens ou la classe de béton montre que tous les moyens de réduire in fine la quantité d'armatures requise pour satisfaire l'Etat Limite de Service de flèche sont soit l'augmentation de la hauteur de section ou de la résistance en compression du béton soit la diminution de la portée. En conclusion, les problèmes de flèche peuvent être minimisés en considérant les calculs de structure à l'échelle d'un système portique et les leviers présentés ici pour réduire les quantités d'armatures nécessaires au maintien de la structure conduisent à des gains économiques, qui rendront ces applications plus accessibles pour de futurs projets.

7. Bibliographie

[BCA 97] B.C.A. (British Cement Association), Development of an holistic approach to ensure the durability of new concrete construction, research report for the Department of the Environment, project 38/13/21 (cc 1031), October 1997.

[CON 13] CONFRERE A., FERRIER E., MICHEL L., PEREZ F., CHANVILLARD G., « Evaluation de la performance de poutres renforcées par des armatures alternatives PRF avec un béton de basse résistance mécanique », *Actes des 31^{ème} rencontres de l'AUGC*, ENS Cachan, 29-31 mai 2013.

[CON 14] CONFRERE A., FERRIER E., MICHEL L., CHANVILLARD G., « Dimensionnement de poutres renforcées par des armatures PRF : tendances et outils d'aide à la décision », *Actes des 32^{ème} rencontres de l'AUGC*, Polytech Orléans, 4-6 juin 2014.

[CSA 12] CAN/CSA S806-12, *Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers*, Canadian Standards Association, Ontario, Canada, 2012.