
Analyse expérimentale du comportement de structures précontraintes par torons gainés graissés

Alexandre Michou^{1,2}

¹ LMT-Cachan, ENS Cachan, CNRS, Université Paris Saclay, Cachan, France

² Sorbonne Universités, UPMC Univ Paris 06, Paris, France

Prix Jeunes Chercheurs « René Houpert »

RÉSUMÉ. Une campagne expérimentale, sur poutres en béton armé précontraint testées en flexion 4 points, est présentée dans cette communication. Une attention particulière est portée sur l'influence d'une précontrainte non-adhérente par torons gainés graissés, comparée à une précontrainte par torons adhérents. Le rôle de la précontrainte et du ferrailage passif additionnel est mis en évidence, se focalisant principalement sur le comportement à la fissuration des structures testées. Une analyse globale et locale est menée : capacité portante, rigidité globale, qualification de l'évolution des faciès de fissuration, quantification locale des ouvertures de fissures par corrélation d'images numériques. Une instrumentation par fibres optiques est aussi développée sur les torons de précontrainte, afin d'étudier leur comportement local au cours du chargement, et d'en déduire le transfert d'effort de la structure vers le toron, et inversement. Les mesures sont comparées, dans le but de comprendre les mécanismes évolutifs de dégradation des structures, et peuvent être utilisées comme référence pour des simulations numériques ultérieures.

ABSTRACT. Experimental 4-point bending tests, carried out on prestressed reinforced concrete beams, are presented in this communication. Special attention is devoted to the effect of unbonded tendons (greased and sheathed strands), in comparison with bonded one. The effect of the prestressing and the amount of passive reinforcement is highlighted, mainly focused on the cracking behavior of the tested structures. An overall and local analysis is performed: bearing capacity, overall stiffness, cracking patterns, analysis of local crack openings using digital image correlation. A specific instrumentation is developed on the tendons. Optical fibers are used, in order to investigate the local behavior of a strand during loading, leading to the load transfer between the structure and the tendons, and vice versa. Measurements are compared, involving a better knowledge of local damage mechanisms in the structures. As a reference, they can be finally used for further numerical simulations.

MOTS-CLÉS : poutres précontraintes, tests expérimentaux, torons non-adhérents, fissuration, fibres optiques

KEYWORDS: prestressed concrete beams, experimental tests, unbonded tendons, cracking, optical fibers

1. Introduction

Les enceintes de confinement de centrale nucléaire se présentent comme des structures à double paroi, dont une en béton armé précontraint. Dans les enceintes de nouvelle génération type EPR, celle-ci doit assurer la résistance structurelle de l'ouvrage dans le temps, l'étanchéité de l'ouvrage étant assurée par un liner métallique interne. En France, l'utilisation d'une précontrainte adhérente, avec injection des gaines de précontrainte par coulis de ciment, permet la prise en compte des torons de précontrainte comme armatures passives et garantit la protection contre la corrosion. Cependant, les déformations différées du béton (retraits et fluage) ou des torons de précontrainte (relaxation) peuvent mener à des pertes de précontrainte plus ou moins importantes, diminuant par conséquent la capacité structurelle de l'ouvrage. L'impossibilité de retendre les torons dans la solution actuelle adhérente entraîne des difficultés à contrebalancer ces modifications d'état de contrainte.

Une alternative par toron gainé graissé, solution non-adhérente, est aujourd'hui considérée. Le toron enrobé de graisse et entouré d'une gaine plastique est protégé de manière accrue contre la corrosion. Son caractère non-adhérent permettrait d'envisager une re-tension des câbles dans le cas de pertes de précontrainte importantes. Néanmoins, le toron gainé graissé, ne jouant pas le rôle d'armatures passives dans la réglementation actuelle, peut faire apparaître des comportements structuraux différents par rapport à la solution de précontrainte adhérente, avant tout en termes de caractéristiques de fissuration engendrée.

Le comportement de structures précontraintes par torons non-adhérents a été intensivement étudié par le passé. Les auteurs se sont principalement intéressés au comportement ultime, synonyme de la rupture des torons de précontrainte ([NAA 91] [AU 04] par exemple). Cependant, le comportement à la fissuration, en phase de service ou sous chargement mécanique soutenu, n'a été que peu développé. On peut néanmoins citer les travaux de [MAT 71], et plus récemment de [VU 10]. On se propose ici d'étudier le comportement mécanique expérimental de poutres précontraintes par toron gainé graissé (non-adhérent), en comparaison directe avec des poutres précontraintes par torons adhérents. L'attention sera portée sur l'influence du type de précontrainte, et aussi du ferrailage passif additionnel pour les différentes structures. Testées en flexion 4 points, le comportement global des poutres précontraintes est étudié jusqu'à rupture. Le comportement évolutif à la fissuration est qualifié et quantifié par des mesures de champs de déplacement, obtenues par corrélation d'images numériques CIN [BES 06]. Enfin, une instrumentation par fibres optiques des torons de précontrainte est développée. Le champ de déformation des torons, avec une haute résolution spatiale, est ainsi décrit au cours du chargement. Cette technique de mesure innovante a été, par le passé, utilisée sur des applications structurelles de génie civil, pour la détection de fissuration [HEN 12], ou pour la caractérisation du comportement d'armatures ancrées [KHA 13].

2. Dispositif expérimental

Six poutres armées précontraintes, de longueur 3 m et de section $0,22 \times 0,3 \text{ m}^2$, sont testées en flexion 4 points jusqu'à rupture (Figure 1-a). Pour chaque structure, un unique toron de précontrainte est utilisé, positionné au sein

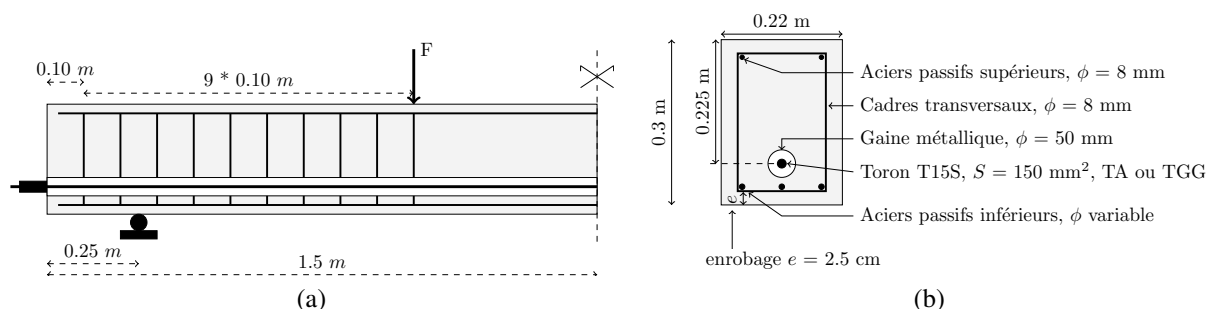


Figure 1. Géométrie des poutres précontraintes : (a) configuration longitudinale, (b) section courante

d'une gaine métallique en feuillard d'acier (Figure 1-b). La gaine est injectée au coulis de ciment après mise en tension. Trois armatures passives, de diamètre variable, sont situées en partie inférieure. Des cadres transversaux sont aussi positionnés dans les zones d'effort tranchant, et non dans la zone centrale, afin de ne pas forcer une initiation définie de la fissuration. Les structures diffèrent seulement par le type de précontrainte, toron adhérent TA ou toron non-adhérent gainé graissé TGG, ainsi que par le taux d'armatures passives en fibre inférieure. Leur dénomination retranscrit leur nature de précontrainte et de ferrailage. Une poutre TA-Dy ou TGG-Dy est syno-

nyme d'une précontrainte par toron adhérent ou toron gainé graissé, respectivement, avec trois barres d'armure de diamètre y mm en partie inférieure. Le chargement permet d'obtenir, entre les points d'application de l'effort, une zone à moment constant sans effort tranchant. Avec l'absence de cadres transversaux dans cette zone, la fissuration peut ainsi s'initier et se développer de façon aléatoire. De plus, l'objectif n'étant pas de qualifier l'influence de la précontrainte, mais plutôt du type de précontrainte, la tension initiale du toron est imposée à 100 MPa. Le toron se trouve ainsi rectiligne avant injection.

Quatre appareils photos sont positionnés devant le spécimen testé et pointent sur un mouchetis de peinture, appliqué sur la surface de la poutre, dans le but d'une analyse par corrélation d'images numériques CIN. La surface analysée est de $0,3 \times 2 \text{ m}^2$, représentant la quasi-totalité de la structure. L'erreur de mesure en déplacement par CIN peut être évaluée *a priori*, et est égale à environ $4 \mu\text{m}$. La force totale $2F$, appliquée à la structure, est mesurée par la cellule d'effort du vérin hydraulique, de capacité 250 kN. Le déplacement vertical, sous chargement, est mesuré en trois points par des capteurs de déplacement LVDT : en section centrale pour la mesure de la flèche, au niveau des deux points d'application de la charge pour vérifier la symétrie du chargement. Les six structures ont été coulées par une même gâchée de béton prêt à l'emploi (afin de limiter la variabilité), protégées de la dessiccation pendant 17 jours (jusqu'au décoffrage), et testées 140 jours après coulage (planification intégrée dans une campagne expérimentale plus large, non détaillée dans cette communication). Les caractéristiques mécaniques du béton ont été mesurées sur éprouvettes cylindriques (résistance à la traction $f_{tc} = 2,9 \text{ MPa}$, résistance à la compression $f_{cc} = 48 \text{ MPa}$, module de Young $E_c = 35 \text{ GPa}$) et sur poutres entaillées testées en flexion 3 points ($G_f = 94 \text{ J/m}^2$). Les retraits endogène et de dessiccation, ainsi que le fluage propre et de dessiccation ont aussi été mesurés. Les modules de Young des armatures passives et des torons de précontrainte sont égaux à 200 GPa et 195 GPa, respectivement.

3. Comportement global Force - flèche

Le chargement à déplacement imposé du vérin hydraulique (Figure 2-a) est choisi à $3 \mu\text{m/s}$. L'évolution de la force totale imposée $2F$, en fonction de la flèche v mesurée, est illustrée en Figure 2-b pour les six structures. Quatre phases de comportement sont observées pour chaque structure. Après une première phase élastique jusqu'à

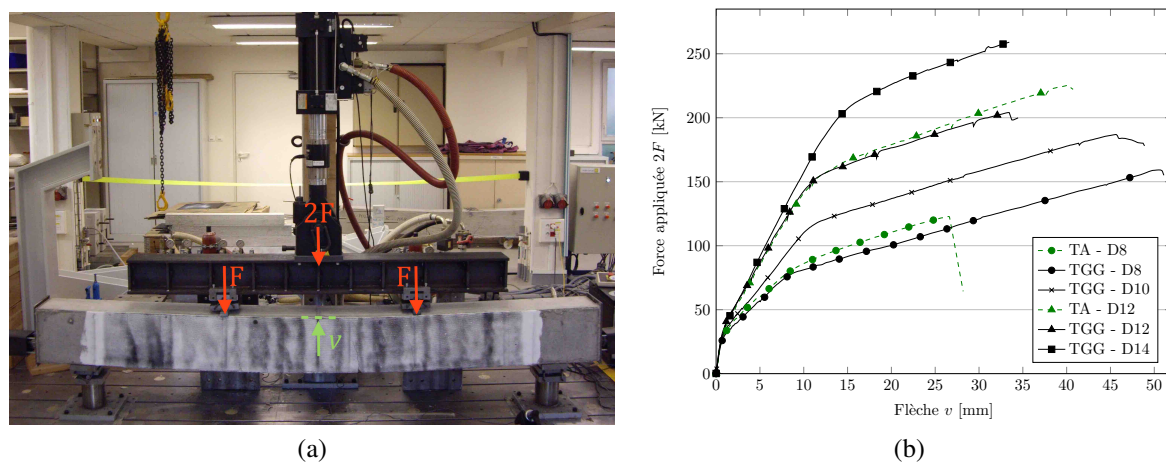


Figure 2. Comportement global des six poutres précontraintes : (a) dispositif expérimental, (b) résultats force totale - flèche

environ 20 kN, une perte de raideur globale apparaît, en relation avec l'initiation et la propagation de fissures au sein de la structure. Cette phase montre une relation quasi-linéaire entre l'effort appliqué et la flèche mesurée. Une deuxième perte de raideur est ensuite observée, due à la plastification des armatures passives inférieures. Le toron de précontrainte reste, dans cette phase, dans son comportement élastique. L'essai se termine par la rupture des spécimens : rupture en compression du béton pour les poutres TGG-D8, TGG-D10, TA-D12 et TGG-D12 ; rupture en traction des armatures passives inférieures pour la poutre TA-D8. La structure TGG-D14 n'a pas pu être menée à rupture à cause d'un manque de capacité du vérin hydraulique.

On peut noter la dépendance de la raideur globale après fissuration, et de la force appliquée de première plastification des armatures, à la section d'armatures passives inférieures. Ces relations sont calculées et apparaissent comme quasi-linéaires. Par ailleurs, la raideur après plastification des armatures ne dépend que de la précontrainte, et non du ferrailage passif. Il est intéressant de remarquer que l'effet du type de précontrainte, adhérente

ou non-adhérente, est très peu significatif dans les deux premières phases. Le comportement de la structure est principalement assujéti au taux d'armatures passives. De plus, la force de première plastification est aussi similaire, comparant une précontrainte adhérente ou non-adhérente avec une même section d'armatures passives. L'influence de la précontrainte est légèrement plus significative après plastification des armatures inférieures. Une précontrainte par toron adhérent induit une raideur plus importante dans cette phase. Néanmoins, ces résultats semblent en désaccord avec les calculs réglementaires. Ces derniers, appliqués aux structures étudiées, simulent une différence significative (d'environ 25 %) de force de première plastification des armatures. Deux hypothèses sont ici avancées : (i) le toron est considéré comme adhérent parfaitement au coulis d'injection, ce qui peut être remis en cause expérimentalement, (ii) la déformation axiale de la structure poutre induit une sur-tension dans le toron de précontrainte ; la sur-tension du toron non-adhérent au cours du chargement est négligé dans les calculs réglementaires ; principalement sur des poutres de faibles longueurs, cette sur-tension peut induire un gain structurel non négligeable. Ces problématiques sont traitées dans la suite de la communication.

4. Comportement à la fissuration

L'initiation et la propagation de la fissuration sont étudiées jusqu'à la plastification des armatures passives inférieures. Tout d'abord, de manière qualitative, les faciès de fissuration peuvent être comparés d'une structure à l'autre, pour un même niveau d'effort. Par exemple, pour $2F = 80$ kN, les faciès de fissuration des poutres TA-D8, TGG-D8, TA-D12 et TGG-D12 sont présentés en Figure 3-a-b-c-d. De nombreuses fissures se propagent

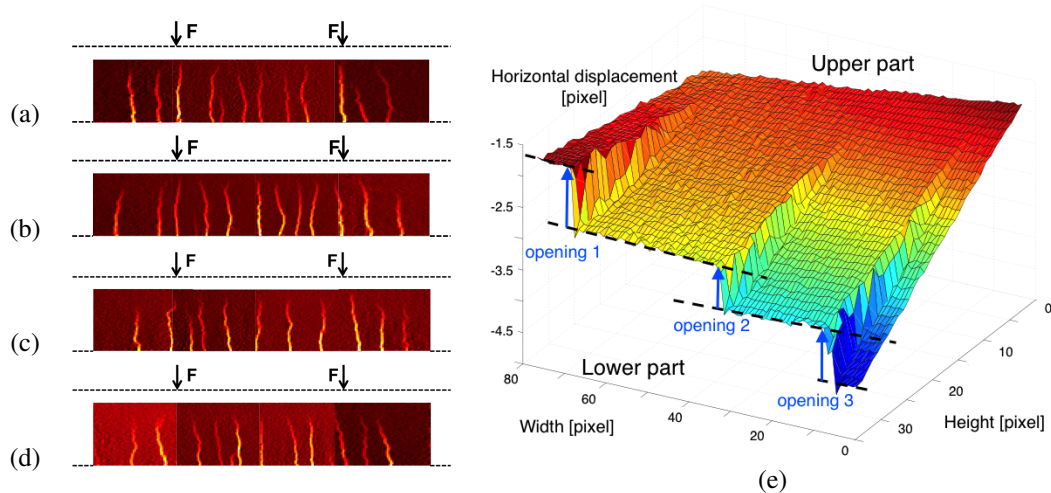


Figure 3. Extraction expérimentale des champs d'ouvertures de fissure : (a) TA-D8, (b) TGG-D8, (c) TA-D12, (d) TGG-D12, (e) quantification des ouvertures de fissures par régressions multi-linéaires

verticalement dans la zone centrale à moment constant. Quelques fissures se propagent aussi transversalement au droit de cette zone. Elles peuvent être initiées par la présence de cadres transversaux. Il est intéressant de remarquer qu'une étude qualitative des faciès de fissuration ne peut convenir pour une comparaison objective des résultats. Le nombre de fissures et leur espacement est relativement similaire pour les différentes structures. L'évolution de l'ouverture de chaque fissure est ainsi extraite des champs de déplacement horizontal (selon l'axe de la poutre) par une méthode de régressions multi-linéaires (Figure 3-e). L'ouverture d'une fissure peut ainsi être calculée en un point défini au préalable. La conversion pixel-mm est calculée *a priori* par l'analyse d'une surface de référence de dimensions connues. Dans l'objectif d'une comparaison quantitative des faciès de fissuration, l'ouverture d'une fissure est calculée, à un instant donné, à la position des armatures passives inférieures. Le critère de comparaison est choisi comme la somme S_{ouv} des ouvertures de fissures, évaluée au cours du chargement pour chaque spécimen. Tracée en fonction de la force $2F$ appliquée, l'évolution de S_{ouv} , pour chaque spécimen, est illustrée en Figure 4-a. La somme des ouvertures de fissures dépend visiblement du taux d'armatures passives, et non du type de précontrainte adhérente ou non-adhérente. En effet, la comparaison des structures TA-D8 avec TGG-D8 et TA-D12 avec TGG-D12 montre un comportement à la fissuration similaire. À effort donné, la somme des ouvertures de fissures diminue avec l'augmentation du taux de ferrailage. Ces résultats sont en accord avec les comportements globaux force-flèche, illustrant l'augmentation de rigidité transversale de flexion, et donc de la rigidité axiale dans l'axe de la poutre. En effet, la rigidité transversale est directement liée à la rigidité axiale pour

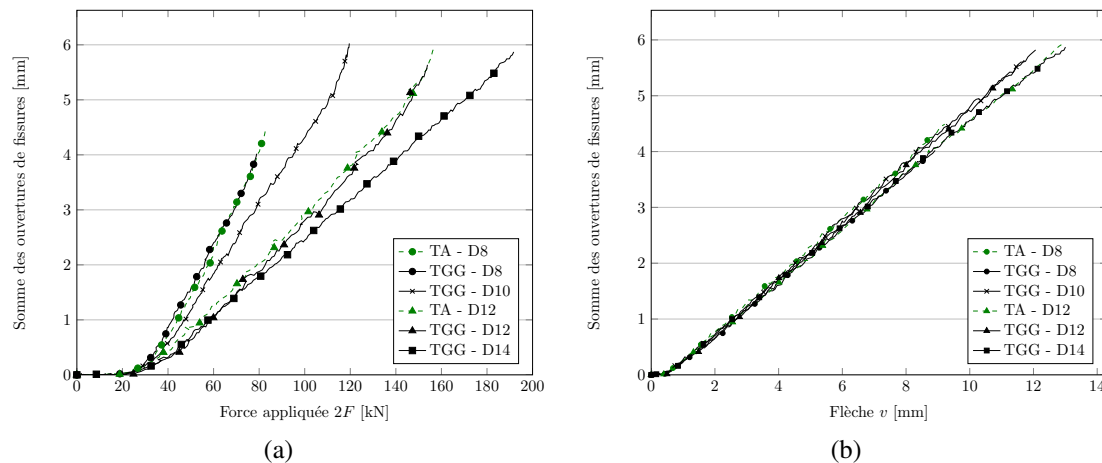


Figure 4. Évolution de la somme des ouvertures de fissures, calculées à la position des armatures passives inférieures : (a) fonction de la force totale $2F$ appliquée, (b) fonction de la flèche v mesurée

la cinématique de la structure poutre, comme en témoignent les résultats présentés à la Figure 4-b. Après la phase élastique, l'évolution de S_{ouv} est linéaire par rapport à la flèche mesurée en section centrale, et identique pour les six structures. Théoriquement justifié, ce point permet aussi de valider les mesures de champs de déplacement par CIN. Ces résultats montrent le comportement similaire des structures précontraintes par torons adhérents ou non-adhérents. Seul le taux de ferrailage passif est une variable influente, d'un point de vue global et local.

5. Comportement du toron de précontrainte

Afin d'étudier le comportement global et local du toron de précontrainte adhérent et non-adhérent, nous proposons dans cette communication une instrumentation des torons de précontrainte par fibres optiques. De nombreuses solutions innovantes à base de fibres optiques ont été développées durant les deux dernières décennies. Ces capteurs fonctionnent suivant le principe qu'une variation du phénomène mesuré (déformation par exemple) modifie la propagation du signal lumineux le long de la fibre de silice. Suivant ce principe, ont été développés pour des applications en génie civil des capteurs permettant de réaliser des mesures réparties sur toute la longueur de la fibre optique [HEN 12] [KHA 13]. Par l'utilisation de capteurs utilisant la rétrodiffusion de Rayleigh, une résolution spatiale élevée du champ de déformation (environ 1 mm) peut être obtenue. Deux câbles à fibres optiques multifibres, de diamètre extérieur 2 mm, sont collés entre deux fils périphériques du toron, avec utilisation d'une colle cyanoacrylate (Figure 5-a-b). Les deux câbles à fibres optiques sont positionnés de manière diamétralement opposée sur le toron. Dans le cas d'un toron non-adhérent gainé graissé, les câbles sont collés sur un toron sain. Celui-ci est ensuite graissé et gainé *a posteriori*. De par la nature et la géométrie du câble à fibres optiques, le processus

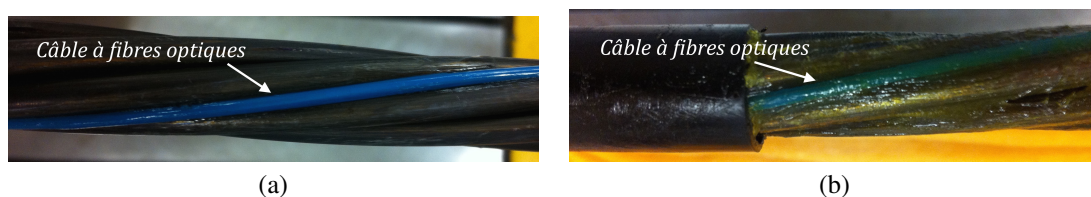


Figure 5. Instrumentation par fibres optiques d'un toron de précontrainte : (a) toron adhérent, (b) toron gainé graissé

d'installation s'avère relativement aisé et assure une bonne continuité du collage en hélice autour du toron. Afin de justifier la validité de cette instrumentation, un modèle numérique de toron de précontrainte a été développé à l'aide du code aux éléments finis cast3m. Celui-ci est validé sur les essais expérimentaux de [UTT 87a] [UTT 87b], ainsi que sur les essais numériques de [GHO 07]. Dans un cas de traction uniaxiale, les simulations ont montré que la flexion et la torsion dans les fils périphériques du toron peuvent être négligées. De plus la déformation ϵ_{fibre} , mesurée par la fibre selon l'axe des fils périphériques, peut être reliée à la déformation globale axiale du toron ϵ_{toron} comme $\epsilon_{fibre} = \cos^2 \beta \times \epsilon_{toron}$, avec $\beta = 7,3$ degrés l'angle d'hélice du toron étudié. Une validation expé-

rimentale a aussi été menée sur les torons, instrumentés par fibres optiques et jauges de déformation, soumis à un chargement de traction. Les essais ont montré une bonne corrélation des résultats de mesures de déformation, ainsi qu'une bonne concordance avec l'état de déformation théorique, en utilisant le modèle analytique de [MAC 73].

Utilisée sur les poutres TA-D12 et TGG-D12, l'instrumentation par fibres optiques vise à étudier le champ de déformation du toron de précontrainte au cours du chargement mécanique. En débutant tout d'abord avec le toron non-adhérent gainé graissé (poutre TGG-D12), la Figure 6-a présente les résultats des champs de déformation mesurés par les deux câbles à fibres optiques OF1 et OF2, à deux niveaux d'effort différents. À effort donné, on

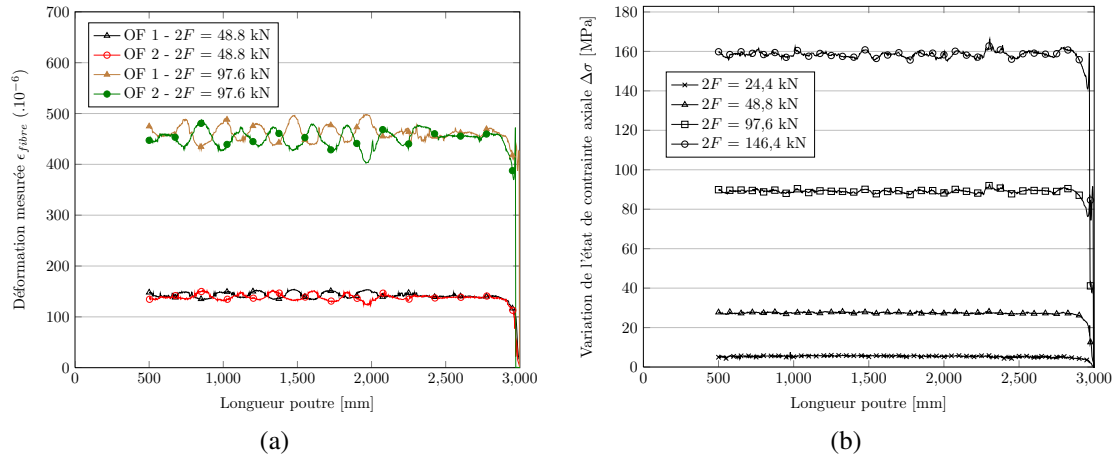


Figure 6. Mesures de déformation par fibres optiques - Poutre TGG-D12 : (a) champs de déformation mesurés à deux niveaux d'effort, (b) calcul de la sur-tension au cours du chargement

remarque une variation du champ de déformation mesuré, en "opposition de phase" avec la mesure de la fibre diamétralement opposée. La période des oscillations correspond au pas de l'hélice du toron. Ceci peut être dû à la mise en flexion du toron de précontrainte, ou bien à des efforts mécaniques parasites du milieu environnant. Néanmoins, la moyenne des deux signaux montre un champ de déformation quasi-uniforme sur la longueur du toron. Ces mesures permettent ainsi de justifier le caractère glissant sans frottement du TGG au sein de la structure. La sur-tension $\Delta\sigma$ peut être calculée grâce à la déformation ϵ_{toron} et au module de Young du toron (Figure 6-b). Elle semble ainsi non négligeable, en comparaison de la contrainte imposée initialement à 100 MPa. Il est aussi important de noter que les mesures informent sur le comportement réel du toron au cours du chargement, intégrant par exemple les pertes différées par recul d'ancrage. En effet, un ancrage de post-tension voit sa clavette de précontrainte s'insérer, lors de la montée en charge du toron, au sein du pot d'ancrage (Figure 7-a). Le déplacement relatif r en tête d'ancrage entraîne par conséquent des pertes de tension au sein du toron non-adhérent. On se propose ici de comparer (i) la variation de longueur du toron de précontrainte ΔL_p (obtenu par intégration du champ de déformation mesuré), (ii) la somme des ouvertures de fissures S_{ouv} (calculées à la position du toron de précontrainte), et (iii) la variation de longueur fictive $\Delta L_p + 2r'$, avec prise en compte des reculs d'ancrage r' , estimés sur des essais expérimentaux en parallèle (Figure 7-a). Théoriquement, après fissuration de la structure, les évolutions de ΔL_p et S_{ouv} doivent être quasi-identiques. Elles caractérisent la déformation de la poutre selon son axe. On peut remarquer que leur vitesse de déformation sont différentes, ce qui ne semble pas en adéquation avec l'hypothèse d'un ancrage parfait (Figure 7-b). Cependant, on remarque que la déformation axiale fictive $\Delta L_p + 2r'$ rend compte de la bonne vitesse de déformation par rapport aux résultats issus de l'analyse de la fissuration. Cette évolution aurait pu être obtenue dans la cas d'un ancrage parfait aux abouts. Ces résultats justifient l'utilisation de l'instrumentation par fibres optiques. Le comportement réel du toron de précontrainte est mesuré (variation de longueur ΔL_p). Ces données peuvent être utilisées ultérieurement pour une simulation numérique éléments finis, devant ainsi prendre en compte des comportements d'ancrage spécifiques.

La même démarche est utilisée pour le toron adhérent sur la poutre TA-D12. Les résultats de sur-tension, calculée à partir des champs de déformation mesurés, sont présentés à la Figure 8. À la différence du toron non-adhérent, le toron adhérent expose un champ de déformation ou de contrainte non uniforme sur la longueur du toron. Par adhérence au coulis d'injection, le toron suit théoriquement les comportements suivants : (i) avant fissuration, la contrainte axiale du toron est constante dans la zone centrale à moment constant, (ii) après fissuration, le toron agit comme armature passive, avec sur-tension locale au droit des fissures, (iii) la sur-tension aux appuis est nulle, (iv) par le ferrailage, le comportement est relativement symétrique par rapport à la section centrale. Les mesures montrent un comportement différent par rapport aux attentes théoriques. Deux points particuliers peuvent être mis

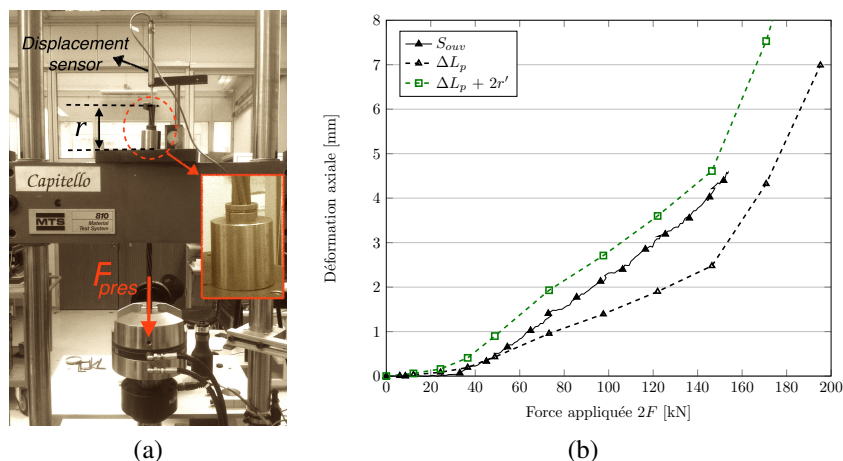


Figure 7. Quantification de l'influence des reculs d'ancrage sur les champs de déformation mesurés : (a) essais expérimentaux de caractérisation, (b) évolution de la déformation axiale mesurée (ΔL_p et S_{ouv}) et fictive ($\Delta L_p + 2r'$)

en évidence. Aucune sur-tension franche n'est observée au cours du chargement, ce qui peut remettre en question le caractère d'armature passive du toron de précontrainte. De plus, on peut remarquer une augmentation globale de la sur-tension, avec une augmentation importante aux niveaux des appuis. Ces résultats permettent de remettre en cause les hypothèses théoriques, et informent avant tout sur l'état de l'interface toron de précontrainte - coulis d'injection. Le transfert d'effort de la structure au toron ne s'apparente visiblement pas à une interface parfaite entre matériaux. Des essais expérimentaux ont été menés sur le comportement au retrait endogène du coulis d'injection, et montrent des déformations de retrait très importantes. La restriction des déformations différées, par le toron de précontrainte et la gaine métallique environnante, peut conduire à un endommagement du coulis d'injection avant essai mécanique sur la structure. Numériquement, il y a ainsi lieu de considérer une interface spécifique toron-coulis, prenant en compte une dégradation importante du coulis d'injection au cours du chargement, et se servant des mesures présentées comme référence.

Cette partie met en lumière les comportements globaux force-flèche similaires, présentés précédemment. La sur-tension du toron non-adhérent semble non négligeable et influe sur le comportement structurel global. Celle-ci induit une précontrainte supplémentaire importante au cours du chargement. L'interface parfaite toron adhérent - coulis peut, quant à elle, être remise en cause. La dégradation du coulis d'injection, avant ou pendant essai, provoque une décohérence progressive du toron par rapport à la structure. Un ancrage global est mesuré par une sur-tension plus importante du toron adhérent. Il y a néanmoins lieu de souligner l'absence de reprise locale au droit des fissures.

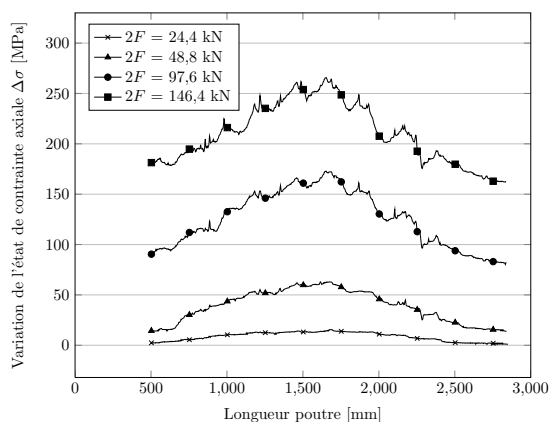


Figure 8. Poutre TA-D12 : calcul de la sur-tension au cours du chargement

6. Conclusions

La campagne expérimentale présentée, menée sur six poutres armées précontraintes adhérentes et non adhérentes, avait pour objectif d'appréhender le comportement global et local de telles structures. L'influence du type de précontrainte, et du ferrailage passif additionnel, sur la fissuration engendrée par le chargement mécanique a été mise en évidence par des mesures de champs de déplacement, mesurés par CIN. Un point spécifique sur le comportement du toron de précontrainte a été développé. Les mesures de déformation par fibres optiques ont permis de quantifier l'apport réel structurel de la précontrainte : sur-tension uniforme du toron non-adhérent, sur-tension plus importante du toron adhérent avec absence de sur-tensions locales au droit des fissures.

Cette campagne expérimentale s'inscrit dans une étude plus large, visant à simuler des structures armées précontraintes de grandes dimensions (enceinte de confinement de centrale nucléaire). L'objectif principal est de pouvoir simuler les comportements à la fissuration des dites structures. Une importante campagne expérimentale, portant sur l'interface acier-béton et toron-coulis d'injection, a aussi été menée : essais d'arrachement, essais tirants en traction, instrumentés par fibres optiques et CIN. Des méso-modèles d'interface ont ainsi pu être développés. Ces derniers prennent en compte, de manière implicite, l'influence de la géométrie des aciers considérés sur le comportement local et global des liaisons. Des simulations numériques des structures précontraintes, présentées dans cette communication, intégrant les modèles d'interface développés, valident l'approche globale de cette étude. La simulation de structures réelles de grande taille est alors envisageable. Une attention particulière est aussi portée sur l'influence des déformations différées du béton sur le comportement structurel des spécimens testés. Le retrait de dessiccation, restreint par les armatures, induit des contraintes de traction et de la fissuration dans le massif béton, pouvant être non négligeables. Il y a lieu de pouvoir intégrer ces phénomènes dans les simulations numériques, afin de garantir un calcul global prédictif.

7. Bibliographie

- [AU 04] AU F., DU J., « Prediction of ultimate stress in unbonded prestressed tendons », *Magazine of Concrete Research*, vol. 56, n° 1, p. 1–11, Thomas Telford, 2004.
- [BES 06] BESNARD G., HILD F., ROUX S., « "Finite-element" displacement fields analysis from digital images : application to Portevin–Le Châtelier bands », *Experimental Mechanics*, vol. 46, n° 6, p. 789–803, Springer, 2006.
- [GHO 07] GHOREISHI S. R., MESSEGER T., CARTRAUD P., DAVIES P., « Validity and limitations of linear analytical models for steel wire strands under axial loading, using a 3D FE model », *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 49, n° 11, p. 1251–1261, Elsevier, 2007.
- [HEN 12] HENAULT J.-M., QUIERTANT M., DELEPINE-LESOILLE S., SALIN J., MOREAU G., TAILLADE F., BENZARTI K., « Quantitative strain measurement and crack detection in RC structures using a truly distributed fiber optic sensing system », *Construction and Building Materials*, vol. 37, p. 916–923, Elsevier, 2012.
- [KHA 13] KHADOUR A., BABY F., HERRERA A., TAILLADE F., MARCHAND P., RIVILLON P., SIMON A., QUIERTANT M., TOUTLEMONDE F., « Distributed Strain Monitoring Of Reinforcement Bars Using Optical Fibers For Shm », *CONSEC13-Seventh International Conference on Concrete under Severe Conditions–Environment and Loading*, p. pp–1620, 2013.
- [MAC 73] MACHIDA S., DURELLI A., « Response of a strand to axial and torsional displacements », *Journal of Mechanical Engineering Science*, vol. 15, n° 4, p. 241–251, SAGE Publications, 1973.
- [MAT 71] MATTOCK A. H., YAMAZAKI J., KATTULA B. T., « Comparative study of prestressed concrete beams, with and without bond », *ACI Journal Proceedings*, vol. 68, ACI, 1971.
- [NAA 91] NAAMAN A. E., ALKHAIRI F. M., « Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons : Part I–Evaluation of the State of the Art », *ACI Structural Journal*, vol. 88, n° 5, ACI, 1991.
- [UTT 87a] UTTING W., JONES N., « The response of wire rope strands to axial tensile loads. Part I. Experimental results and theoretical predictions », *International journal of mechanical sciences*, vol. 29, n° 9, p. 605–619, Elsevier, 1987.
- [UTT 87b] UTTING W., JONES N., « The response of wire rope strands to axial tensile loads. Part II. Comparison of experimental results and theoretical predictions », *International journal of mechanical sciences*, vol. 29, n° 9, p. 621–636, Elsevier, 1987.
- [VU 10] VU N., CASTEL A., FRANÇOIS R., « Response of post-tensioned concrete beams with unbonded tendons including serviceability and ultimate state », *Engineering Structures*, vol. 32, n° 2, p. 556–569, Elsevier, 2010.