Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 13 (1988)

Artikel: Evaluation de l'état mécanique réel de ponts en béton précontraint

Autor: Chatelain, Jacques / Godart, Bruno

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-13010

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 09.08.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Evaluation de l'état mécanique réel de ponts en béton précontraint

Bestimmung des tatsächlichen mechanischen Zustandes von Spannbetonbrücken

Evaluation of the actual mechanical behaviour of prestressed concrete bridges

Jacques CHATELAIN
Ingénieur ETP
LCPC
Paris, France

Jacques Chatelain, né en 1935 obtient son diplôme d'Ingénieur à l'Ecole Spéciale des Travaux Publics, puis reçoit le diplôme du CHEBAP. Entré au LCPC en 1958, spécialiste des problèmes de pathologie d'Ouvrages d'Art, il est actuellement Chef de la Division Surveillance et Pathologie des Ouvrages d'Art.

Bruno GODART
Ingfénieur TPE
LCPC
Paris, France

Bruno Godart, né en 1956, obtient son diplôme d'Ingénieur à l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, puis reçoit le diplôme de Master of Science de Stanford University. Entré au LCPC en 1980, il est actuellement Chef de la Section d'Intervention sur Ouvrages d'Art.

RÉSUMÉ
Certains ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs peuvent présenter des insuffisances de résistance à la flexion se manifestant par des ouvertures de joints. L'article présente la stratégie d'auscultation développée pour évaluer l'état mécanique réel de ces ponts et préciser leur renforcement éventuel par précontrainte additionnelle.

ZUSAMMENFASSUNG
Bei gewissen segmentbauartigen Spannbetonbrücken können sich infolge ungenügender Biegefestigkeit die Arbeitsfugen öffnen. Dieser Aufsatz schildert die Untersuchungsstrategie zur Bestimmung des mechanischen Zustandes dieser Brücken und ihrer eventuellen Verstärkung durch zusätzliche Vorspannung.

SUMMARY
Certain prestressed concrete bridges built by the balanced cantilever method exhibit transverse cracking at a few joints, a cracking characteristic of insufficient bending strength. This paper presents the site testing strategy developed in order to assess the actual mechanical behaviour of these bridges and to specify their eventual strengthtening by additionnal prestressing.

1. INTRODUCTION

Le béton précontraint a connu un grand essor en France après la seconde guerre mondiale. A partir de 1960 la construction de tabliers "par encorbellements successifs" s'est imposée lorsque l'on envisageait de franchir des portées supérieures à 50 m. Il s'agissait alors, presque toujours, de poutres caissons continues à voussoirs préfabriqués ou coulés en place.

C'est pendant les années 72-75 que l'on a découvert que ce type de structures pouvait présenter divers défauts : fissuration de diffusion et d'entraînement de précontrainte, poussée au vide de hourdis inférieurs courbes, fissuration d'effort tranchant..., mais surtout, des désordres liés à la flexion générale. Evidemment, depuis 1975, la situation a été redressée : certains ouvrages anciens ont été renforcés par ajout de précontrainte et les nouveaux ouvrages ont bénéficié de nouvelles règles de dimensionnements.

La pathologie attachée à ce type de construction nous a amené à développer des méthodes d'investigations spécifiques destinées à apprécier le mieux possible l'état mécanique réel d'un tablier présentant des signes de maladie (signes quelquefois très peu visibles).

Nous décrivons ici la méthodologie maintenant adoptée qui permet de définir le degré d'insuffisance de résistance d'un tablier, et par là même, d'ajuster au mieux le renforcement par précontrainte additionnelle.

2. MANIFESTATION EXTERIEURE DES DESORDRES PROVOQUES PAR UNE INSUFFISANCE A LA FLEXION

Les désordres se signalent généralement sous la forme d'une fissuration qui se localise dans les joints entre voussoirs et qui affecte le hourdis inférieur des poutres caisson en remontant plus ou moins dans les âmes. Ces désordres se situent préférentiellement dans les zones dites de "moment nul" au voisinage des foyers, et parfois, au milieu des travées principales. Pour les premiers cas pathologiques découverts, les signes extérieurs de fissuration étaient suffisamment nets pour prononcer un premier diagnostic. Par la suite, on s'est aperçu que le simple examen visuel ne pouvait plus suffire pour se prononcer de façon objective sur l'état réel de la structure, et une démarche plus systématique a alors dû être employée.

3. DEMARCHE GENERALE DE L'AUSCULTATION

La démarche à suivre lors de l'auscultation d'un pont comporte trois étapes :

a) le dépistage qui consiste à identifier les ouvrages insuffisants. Ce dépistage est assuré par une surveillance basée sur des examens visuels périodiques, surveillance prévue par la règlementation en France /1/.

b) l'exploration préliminaire, qui, au moyen d'une instrumentation légère (essentiellement des capteurs de déplacement mis en place sur les joints) permet d'évaluer l'étendue des désordres, c'est-à-dire le nombre de joints qui "respirent" sous le trafic supporté par l'ouvrage.

c) l'auscultation proprement dite qui fait l'objet de cette communication.

Nous nous plaçons donc maintenant dans l'hypothèse où un pont est déficient et où 2 à 3 joints reconnus comme étant parmi les plus faibles ont été choisis, puis instrumentés "lourdement" et analysés suivant la méthode décrite ci-après. Mais auparavant il apparaît nécessaire d'évoquer les problèmes posés par le fonctionnement réel des joints.

4. COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN JOINT FISSURE

Un joint courant de pont en béton précontraint comporte des câbles de fléau ancrés dans les âmes, et est traversé en sa partie inférieure par des câbles de continuité. Si un faible pourcentage d'aciers passifs traversent les joints entre voussoirs coulés en place, en revanche, il n'existe pas d'aciers passifs dans les joints entre voussoirs préfabriqués. Si l'on suppose une injection parfaite au coulis de ciment des conduits de précontrainte, alors on peut admettre que les câbles de précontrainte adhérents au béton se comportent comme des armatures de béton armé lorsqu'il y a ouverture de fissure. Ainsi, sous sollicitations de moment fléchissant croissant, un joint peut-il être considéré comme une section de béton armé soumise à la flexion composée. Ceci est illustré par la figure 1 qui donne la variation de contrainte $\Delta\sigma a$ (que l'on désigne souvent par "surtension" dans le cas d'armatures de précontrainte) en fonction du moment fléchissant sollicitant ΔM.

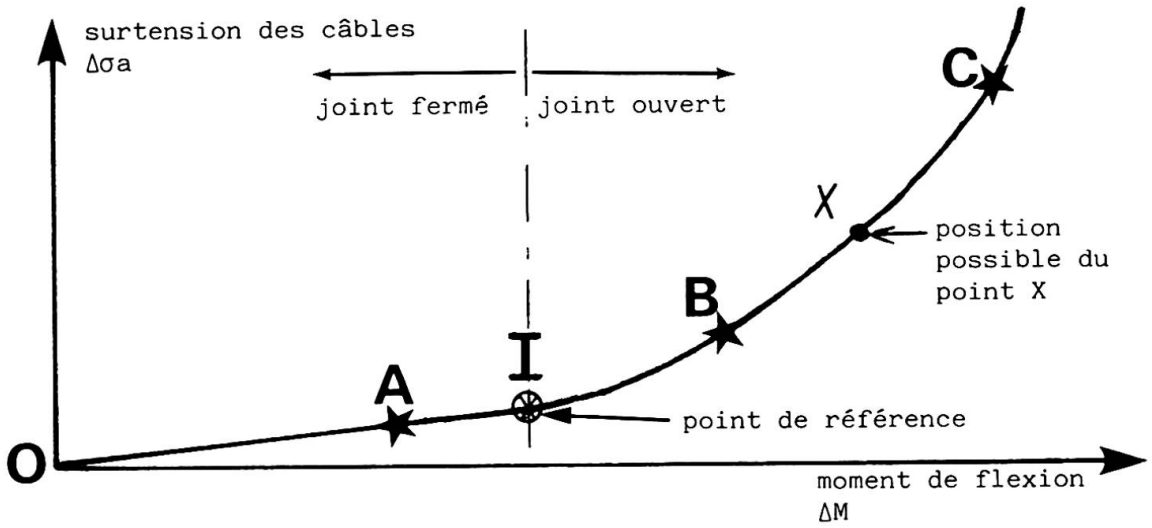

Fig. 1 Evolution de la surtension des câbles en fonction du moment

Jusqu'au point I, le joint reste fermé et se comporte en section homogène : la déformation de l'armature est égale à celle du béton ; au délà du point I, il y a ouverture du joint qui se comporte alors en section de béton armé soumise à la flexion composée : la surtension $\Delta\sigma a$ est une fonction non linéaire du moment ΔM.

L'apprehénsion par le calcul d'un tel comportement est tout à fait classique et ne présente pas de difficulté pourvu que l'on connaisse la position réelle du point I : tel est l'objectif des essais dits "des moments de décompression" /2/.

Malheureusement, dans la réalité, le comportement d'un joint qui s'ouvre ne se caractérise pas toujours de façon aussi simple, et il faut tenir compte, au plan expérimental, de toute perturbation pouvant affecter un résultat de mesure. Ces perturbations sont dues principalement à trois causes :

■ la répartition des contraintes dans un joint n'est pas aussi régulière que celle estimée en section courante par la théorie des poutres. En effet, les déformations d'origine thermique lors du coulage des voussoirs, l'ancrage des câbles de fléau en tranche de voussoir, et le retrait différentiel des parties d'un même voussoir peuvent engendrer une "déconjugaison" des joints qui se constate aussi bien pour les voussoirs coulés en place que pour les voussoirs préfabriqués (cf /3/). La position des câbles de continuité (répartis dans le hourdis inférieur ou regroupés dans les goussets inférieurs) joue aussi un rôle important sur le mode d'ouverture du joint.

■ il existe parfois une fissuration locale qui résulte des efforts de diffusion et d'entraînement des ancrages de câbles de continuité situés à proximité des joints.

■ les déformations des câbles dans un joint dépendent de la qualité mécanique des injections des conduits de précontrainte ; cette qualité est variable suivant les conduits et entraîne des différences entre les longueurs d'ancrage des câbles de part et d'autre du joint qui sont particulièrement difficiles à apprécier.

Malgré la complexité du fonctionnement des joints entre voussoirs, l'expérience accumulée jusqu'à présent sur une trentaine d'ouvrages nous amène à considérer que l'évolution de la déformation des câbles en fonction du moment fléchissant appliqué dans le joint est finalement l'information la plus importante à acquérir et constitue un bon critère d'ouverture de joint.

5. STRATEGIE AUSCULTATOIRE

Nous allons donc raisonner sur cette relation déformation des câbles-moment pour illustrer la stratégie suivie qui sera ici réduite à l'étude de 3 cas : A, B, et C (voir figure 1).

Soit I le point correspondant à l'ouverture du joint. Si l'on définit maintenant l'état à vide d'un joint comme l'état dans lequel se trouve ce joint en l'absence de charges roulantes et de sollicitations thermiques sur l'ouvrage, appelons X le point situé sur la courbe de la figure 1 et correspondant à l'état à vide d'un joint de la structure auscultée. Notre stratégie consiste à localiser le point X par rapport au point I.
Examinons maintenant, la stratégie suivie selon la position relative de X par rapport à I, en raisonnant comme si on connaissait déjà les résultats de l'auscultation.

Si X = C : la détermination de cet état peut résulter de simples mesures exploratoires (constatation d'une ouverture importante du joint égale à 1 ou 2 mm) ou d'une auscultation d'un joint faiblement ouvert à vide (0,3 - 0,5 mm) et ayant une injection correcte des câbles. Dans ce cas, le renforcement par précontrainte additionnelle s'avère nécessaire, après avoir au préalable procédé à une injection de résine époxydique dans les joints, injection destinée à rendre l'ouvrage monolithique et à assurer ainsi une répartition convenable et une bonne rentabilité de la précontrainte. L'injection est réalisée en ouvrant les joints au maximum à l'aide d'un chargement de camions qui restent sur l'ouvrage pendant le temps nécessaire à la polymérisation de la résine, et en mettant à profit l'occurrence d'un gradient thermique. Les mesures de déformations réalisées lors du départ des camions nous montrent que ce type d'opération amène des contraintes de compression non négligeables ; cependant, celles-ci ne sont pas prises en compte dans les calculs en raison des lacunes existant dans la connaissance du comportement à long terme des résines injectées. Puis la précontrainte de renfort dimensionnée pour reprendre les actions variables est mise en place.

Si cette méthode de renforcement a l'avantage de redéfinir un nouvel état mécanique pour l'ouvrage, elle présente cependant l'inconvénient d'emprisonner des surtensions importantes dans les armatures de précontrainte (au-delà du point C).

Si X = A : on charge progressivement l'ouvrage pour décomprimer le joint et repérer la position de A par rapport à I, en appliquant la méthode dite des moments de décompression /2/.

Cette opération nous donne la réserve de moment existant à vide dans le joint. Si celle-ci s'avère insuffisante, un renforcement est alors envisageable et la précontrainte additionnelle est calculée en fonction de la réserve ainsi estimée.

Si X = B : Si le joint est injectable, alors la technique décrite en C peut être appliquée.

En revanche, si l'injection est impossible, des chargements sont entrepris en essayant de profiter des cas de chargement en moment négatif pour refermer le joint ; si cette opération réussit le point B peut-être situé par rapport à I et le renforcement éventuel tient compte du déficit de moment ainsi estimé.

Par contre si la tentative de fermeture du joint échoue, ce cas devient difficile à résoudre. La seule solution consiste à exécuter un calcul de type béton armé en flexion composée et à faire coïncider la courbe théorique $\varepsilon a = f(M)$ ainsi obtenue avec la courbe expérimentale. Dans le cas où l'on assiste à une remontée progressive de la fissure, ce calcul peut être aisément entrepris pourvu que l'on connaisse l'effort normal de précontrainte appliqué dans le joint. La coïncidence, cependant, peut poser quelques problèmes, dans la mesure où l'échelle des moments de la courbe expérimentale peut être faussée par une ouverture importante des joints modifiant la répartition des moments fléchissants sur une structure hyperstatique. Cette erreur peut être corrigée en modélisant les joints fortement ouverts d'une structure par des rotules élastiques dont les coefficients de rigidité sont extraits de mesures de rotation par inclinométrie ou extensométrie /4/. La validité du modèle peut être confortée par la mesure de l'évolution des réactions d'appui sous chargement de la structure. Lorsque la superposition des courbes expérimentale et théorique est achevée (voir figure 2), il devient alors possible de fixer la position de B par rapport à I puis de dimensionner la précontrainte supplémentaire.

Dans le cas où l'ouverture du joint se fait de façon "anarchique", le calcul en flexion composée est plus difficile à réaliser.

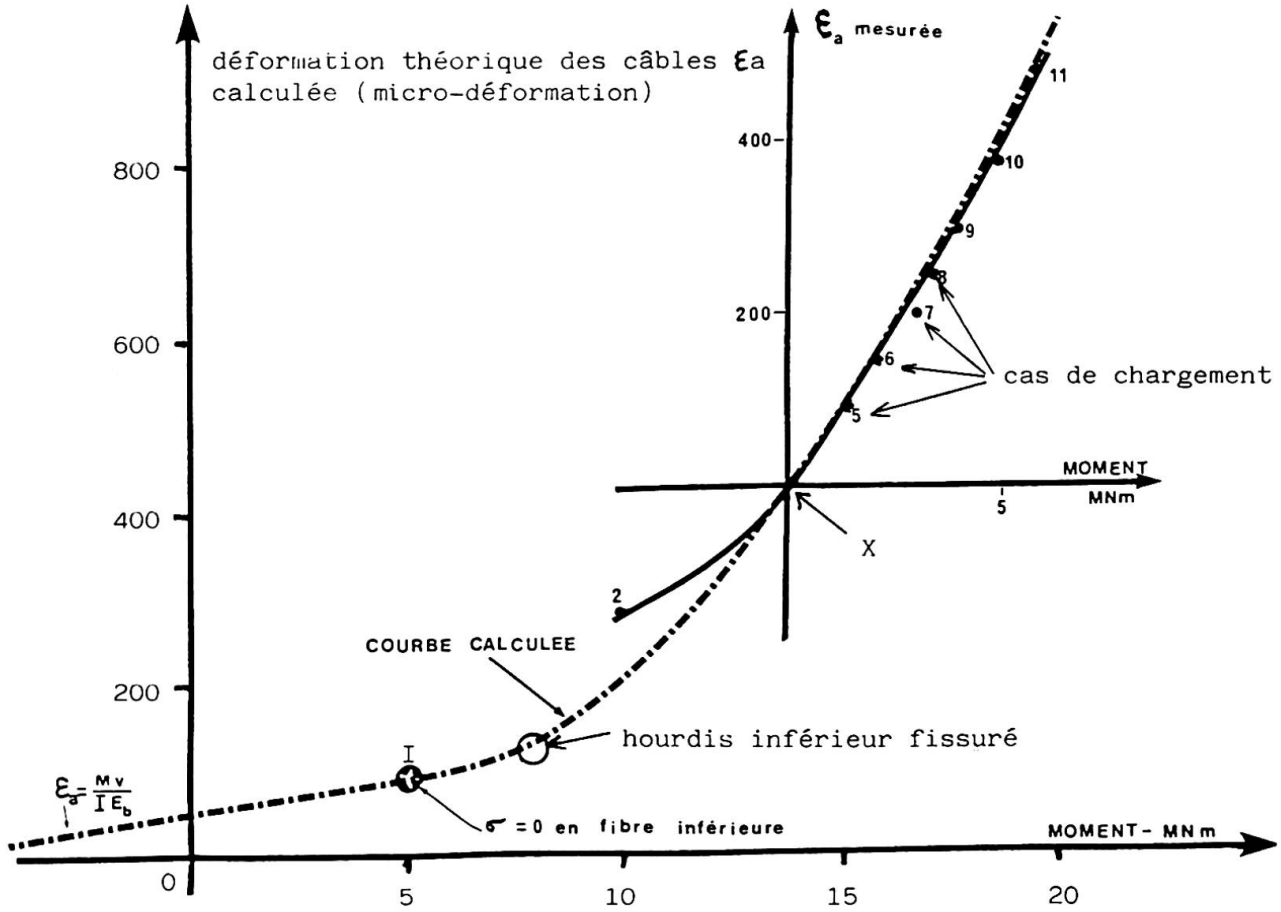

Fig. 2 Tentative de coïncidence entre courbes expérimentale et théorique

Enfin, pour certains ouvrages dont le point représentatif X se situe entre A et B, une étude en fatigue peut être menée à partir d'une acquisition simultanée du trafic, du gradient thermique et des déformations. Suivant les résultats de l'estimation de la durée de vie en fatigue des câbles de précontrainte, la décision peut être de renforcer immédiatement ou de surseoir à son exécution.

CONCLUSION

Lorsqu'un ouvrage en béton précontraint présente une insuffisance de résistance à la flexion, si un recalcul de l'ouvrage est obligatoire, en revanche dans la plupart des cas, le recalcul n'est pas suffisant. Pour aboutir au meilleur diagnostic, une association étroite entre mesures et calculs doit exister en tenant compte de tous les paramètres mesurables tels que les réactions d'appuis à vide, les rotations de section et surtout les déformations des câbles de précontrainte traversant les joints.

Cet article montre qu'une stratégie d'auscultation a pu être élaborée à partir de l'expérience acquise sur un certain nombre de cas pathologiques, et que cette stratégie dépend de la façon dont le renforcement éventuel est effectué.

BIBLIOGRAPHIE

1. Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art. Ministère des Transports, Direction des Routes, 1ère partie Editions LCPC - SETRA, 19 Octobre 1979.
2. CHATELAIN J., BRUNEAU J., DUCHENE J.L., Estimation par des essais de chargement du défaut de résistance à la flexion de certains tabliers en béton précontraint. Colloque international sur la gestion des Ouvrages d'Art, Paris - Bruxelles, 13 au 17 Avril 1981, Editions ENPC.
3. CHATELAIN J., BRUNEAU J., Les joints de voussoirs dans les ponts en béton précontraint. Annales de l'ITBTP n° 435 série béton 230, Juin 1985.
4. GODART B., Approche par l'auscultation et le calcul du fonctionnement de ponts en béton précontraint fissurés. Journées d'études Euro-Américaines sur la Réhabilitation des Ouvrages d'Art, CEBTP St Rémy-lès-Chevreuse, 22 au 25 Juin 1987.