ANALYSE DU FONCTIONNEMENT EN FLEXION D'UNE SECTION DE PONT EN BÉTON ARMÉ OU PRÉCONTRAINT

CONTEXTE

L'objet de la présente fiche est de résumer les principes du fonctionnement d'une section en béton armé ou précontraint et de rappeler les différentes investigations (analyse du dossier d'ouvrage, inspections, instrumentations, auscultations, recalculs, etc.) pouvant être envisagées afin d'analyser le comportement d'une section, ou plus globalement, d'un pont pathologique.

Ainsi le présent document rappelle les principaux critères de vérification de ces ouvrages et propose une méthode d'analyse en 3 étapes (Analyse du dossier de l'ouvrage, inspection détaillée, analyse du fonctionnement des sections) permettant d'aboutir à la vérification de l'aptitude au service de l'ouvrage ou à la nécessité de mesures conservatoires éventuelles (mise sous surveillance, réduction des conditions d'exploitation voire fermeture).

Cette fiche concerne les ponts en béton armé ou précontraint ayant un comportement de type « poutre » (y compris poutre-caisson) mais elle fournit des éléments qui peuvent, dans certaines conditions (cf. section cas des dalles), également être utiles pour l'analyse du fonctionnement des dalles.

Généralités

Le fonctionnement des sections est assuré par la complémentarité entre les aciers passifs ou actifs et le béton. La transmission des efforts entre le béton et les aciers est assurée par les zones de contact, linéiques ou ponctuelles, par adhérence/frottement ou par pression.

En flexion, l'influence du béton tendu n'est en général pas prise en compte dans les justifications, sauf pour déterminer des sollicitations liées aux efforts libérés lors de la fissuration du béton (détermination du ferraillage minimal de non-fragilité, etc.).

Le fonctionnement des sections peut être caractérisé par :

– l'état de contrainte dans le béton ;
– l'état de fissuration du béton (position, espacement et ouverture des fissures, inclinaison des éventuelles fissures d'effort tranchant) ;
– l'état de contrainte dans les armatures ;
– la qualité de l'interface entre les aciers et le béton.

Plusieurs textes règlementaires ont successivement encadré la conception de ces structures :

– Les principaux textes anciens :
    – Pour le béton armé :
        – Circulaire du 20 octobre 1906,
        – Circulaire série A n°8 du 19 juillet 1934 (règles BA 34),
        – Circulaire n°70 du 14 novembre 1964 (fascicule 61, titre VI),
        – Circulaire n°68-119 du 11 décembre 1968 (fascicule 61, titre VI – CCBA 68),
        – Décret n°70-505 du 5 juin 1970 et circulaire n°70-115 du 27 octobre 1970 (fascicule 61, titre VI – CCBA 70),
        – Circulaires n°79-115 du 2 novembre 1979 et n°80-70 du 23 mai 1980 (fascicule spécial n°79-48bis – Règles BAEL 80),
        – Circulaire du 8 octobre 1983 (fascicule n°62 Titre I Section I – BAEL 83),
        – Circulaire n°92-75 du 1er décembre 1992 (fascicule n°62 Titre I Section I – BAEL 91),
        – Circulaire n°99-28 du 6 avril 1999 (fascicule n°62 Titre I Section I – BAEL 91 révisé 99) ;
    – Pour le béton précontraint :
        – Circulaire n°141 du 26 octobre 1953 (Instructions provisoires relatives à l'emploi du béton précontraint),
        – Circulaire n°44 du 12 août 1965 (IP1),
        – Circulaire n°73-153 du 13 août 1973 (IP2),
        – Circulaire n°74-60 du 23 avril 1974 (IP1 modifiée),
        – Circulaire du 2 avril 1975 (IP1 modifiée),
        – Circulaire n°79-121 du 14 décembre 1979 (IP1 modifiée),
        – Circulaire du 8 octobre 1983 (fascicule n°62 Titre I Section II – BPEL 83),
        – Circulaire n°92-57 du 30 décembre 1992 (fascicule n°62 Titre I Section II – BPEL 91),
        – Circulaire n°99-28 du 6 avril 1999 (fascicule n°62 Titre I Section II – BPEL 91 révisé 99).
– Les Eurocodes et notamment les normes NF EN 1992-1-1 [1] et NF EN 1992-2 [2] qui régissent actuellement de manière analogue les structures en béton armé ou précontraint.

L'annexe électronique A-2 [4] au guide « Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art » [3] fournit des indications sur l'évolution des règles de calcul des ponts en béton armé ou précontraint.

En complément aux règlements français, le Sétra a publié des guides et des dossiers pilotes d'ouvrages :

- Les principaux guides de référence récents pour la conception des ouvrages neufs sont les suivants :
  - Guide d'emploi du règlement français de béton armé aux états-limites BAEL 83 – Exemples d'application aux ponts (avril 1987),
  - Guide d'emploi du règlement français de béton précontraint aux états-limites BPEL 83 – Exemples d'application aux ponts (novembre 1985),
  - Guide méthodologique – Eurocode 2 – Application aux ponts-routes en béton (juillet 2008) ;
- Dossiers Pilotes du Sétra :
  - Il existe une multitude de dossiers pilote, élaborés par le Sétra dans les années 1960 et 1970, ayant permis la conception de grandes familles d'ouvrages « type ». Moins utilisés actuellement dans la conception des ouvrages neufs, ils gardent un grand intérêt dans l'approche des ouvrages anciens. On peut citer notamment les dossiers : PSIBA77, PSIDP69, VIPP67 et VIPP-EL, PRAD73, etc.

Interaction acier – béton

Les règlements relatifs aux structures en béton armé ont toujours exigé des justifications de l'ancrage entre les aciers passifs et le béton. Pour la plupart des règlements, l'interface est considérée, après une longueur d'ancrage suffisante, comme parfaitement rigide et doit empêcher le glissement relatif du béton et de l'acier pour l'analyse du fonctionnement des sections. L'hypothèse d'adhérence parfaite entre les armatures et le béton n'est toutefois que théorique, certains règlements acceptent un glissement relatif limité et permettent une prise en compte partielle de la contribution des aciers. Ainsi, afin de limiter les ouvertures des fissures qui en résultent, certains règlements ont borné les contraintes admissibles dans les armatures en fonction des caractéristiques d'adhérence. Apparues dans les années 1950, les armatures à Haute Adhérence sont aujourd'hui les seules utilisées, à quelques rares exceptions près, car elles permettent une meilleure maîtrise de la fissuration.

Pour les ouvrages en béton précontraint, selon le mode de construction et le type de procédé de précontrainte utilisé, les aciers actifs peuvent être :

- soit désolidarisés du béton sur la majeure partie de leur linéaire (précontrainte extérieure au béton ou non-adhérente) : dans ce cas, les aciers actifs ne contribuent à la résistance de la structure généralement que par l'effort de compression permanent, l'Eurocode 2 autorise toutefois une surtension forfaitaire de 100 MPa uniquement à l'ELU ;
- soit partiellement ou totalement adhérents au béton : le tableau 6.2 de la NF EN 1992-1-1 fournit des indications sur le rapport de la capacité d'adhérence des armatures de précontrainte à la capacité d'adhérence des armatures de béton armé (à Haute Adhérence). En complément de l'effort de compression déjà évoqué pour la précontrainte extérieure, les armatures de précontrainte adhérentes sont également susceptibles de subir des surtensions et participent donc de manière plus efficace à la résistance (ELS et ELU).

Maîtrise de la fissuration

La maîtrise de la fissuration des ouvrages en béton vise essentiellement à limiter la pénétration des agents agressifs jusqu'aux aciers, de manière plus prégnante pour ceux actifs qui sont plus sensibles à la corrosion.

Les règlements relatifs aux structures en béton armé ou précontraint ont toujours intégré des justifications (pour les règlements modernes de type ELS) visant à maitriser la fissuration du béton en tenant compte du phasage de réalisation :

- en exigeant, pour le béton précontraint, que le béton reste comprimé ou que les contraintes de traction restent limitées en fonction de la période de retour de la combinaison d'actions considérée et de la présence d'armatures actives dans la zone tendue ;
- en limitant la contrainte de traction dans les aciers ;
- en limitant l'ouverture des fissures.

En complément, de ces différents critères de dimensionnement, les règlements imposent également le respect de certaines dispositions constructives (enrobage, diamètre et espacement des aciers, ferraillage minimal, etc.) et de mise en œuvre (cure du béton, etc.) tout aussi importantes. Ces dispositions visent ainsi à limiter non seulement le risque de fissuration au jeune âge ou sous l'effet de déformations gênées mais également l'espacement des fissures favorable à l'obtention d'une fissuration fine.

En pratique, beaucoup d'ouvrages précontraints initialement conçus pour ne pas fissurer le sont in fine (principalement ceux construits avant 1975) du fait d'une mauvaise estimation ou prise en compte des effets thermiques (gradient) et du comportement à long terme des matériaux (retrait, fluage, relaxation).

Analyse du fonctionnement des sections

L'évaluation de l'aptitude au fonctionnement d'une structure existante peut être réalisée pour assurer la sécurité des usagers et la sauvegarde de l'ouvrage (capacité portante, phénomènes de fatigue) ou pour assurer sa durabilité (maîtrise de la fissuration). Cette analyse repose sur une évaluation par le calcul du fonctionnement de la structure et des sections, croisée avec les résultats d'une instrumentation.

- Évaluer le fonctionnement de la section en flexion consiste à :
  - Valider la cohérence entre le fonctionnement réel (mesuré) de la section et son fonctionnement théorique ou comprendre et prendre en compte les différences constatées,
  - Déterminer l'état de contrainte dans les matériaux, à vide et sous charges variables,
  - Déterminer l'ampleur de la fissuration et éventuellement les sollicitations amenant à la décompression des sections fissurées ou des joints, puis à leur ouverture (pour les sections précontraintes),
  - Évaluer le cas échéant l'influence de la rigidité des sections fissurées dans le but de l'intégrer dans l'analyse globale de la structure ;

– Évaluer le comportement réel de la structure consiste à :
    – Caractériser, dans les structures hyperstatiques, la répartition longitudinale des sollicitations (notamment les redistributions liées à la fissuration ou au fluage),
    – Caractériser la répartition transversale des charges,
    – Évaluer les sollicitations cycliques (nombre, fréquence, amplitude des variations de contraintes dans les matériaux).

D'une manière générale, il est conseillé de prendre en compte une certaine participation des superstructures pour confronter les résultats issus de la modélisation avec ceux issus de l'instrumentation.

Le fonctionnement des sections peut être amené à évoluer au fil du temps avec la dégradation des matériaux (notamment par corrosion des aciers) ou par l'occurrence de sollicitations exceptionnelles (exploitation, incidents, phénomènes climatiques,etc.) entraînant des dégradations locales non réversibles (fissuration de section, dégradation de l'interface acier-béton, plastification des aciers) qui peuvent être, dans des structures hyperstatiques, à l'origine de redistribution d'efforts. Dans ces conditions, la question du choix du type d'analyse structurale, habituellement élastique-linéaire, peut se poser.

Cas des dalles

Dans le cas particulier d'une poutre-dalle (structure à deux bords libres distants d'au moins 3 fois son épaisseur), les indications fournies précédemment peuvent également servir à l'analyse en flexion dans la direction principale de celles-ci soumises à des charges uniformes. Elles peuvent également l'être si les charges ne sont pas uniformes mais, dans ce cas, la distribution réelle des efforts peut s'écarter des valeurs théoriques généralement obtenues sur la base d'une analyse élastique (modèle aux éléments finis, répartition calculée à partir des formules de Guyon-Massonnet, etc.).

Dans le cas général d'une dalle pouvant porter sur plusieurs côtés, la détermination des efforts de flexion peut encore se faire sur la base d'une analyse élastique avec les mêmes incertitudes, auxquelles s'ajoutent pour la détermination des sollicitations dans les différents lits d'armatures, celles liées à la répartition des efforts dans les différentes directions. Il est toutefois possible d'évaluer une dalle fissurée en se contentant d'analyser le comportement dans la direction fissurée. On détermine alors les efforts (N, M) dans la direction de la fissure à partir des tenseurs des efforts de dalle et on étudie la compatibilité des armatures présentes en tenant compte des projections appropriées.

Types d'armatures passives

Les armatures utilisées pour la construction de ponts en béton armé ont évolué au fur et à mesure des évolutions techniques, métallurgiques et chimiques et plus récemment en fonction des préoccupations liées au développement durable. On peut citer de manière non exhaustive :

– fer
– aciers doux ;
– aciers HA ;
– aciers INOX ;
– composites (fibres de carbone, de verre, de basalte,etc,).

L'annexe électronique A-6 [5] au guide « Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art » fournit des indications utiles pour apprécier les caractéristiques des armatures anciennes.

Systèmes et procédés de précontrainte

Les principaux systèmes de précontrainte sont les suivants :

– Précontrainte intérieure (le plus souvent adhérente) au béton par :
    – pré-tension (fils lisses, crantés, torons),
    – post-tension (câbles de fils ou de torons injectés au coulis de ciment, mono-torons gainés graissés (précontrainte non- adhérente dans ce cas)),
– Précontrainte extérieure au béton (câbles de fils ou de torons injectés au coulis de ciment, à la graisse ou à la cire pétrolière, mono- torons gainés graissés, gaines métalliques ou plastiques) ;
– Précontrainte par barres métalliques (adhérente ou non-adhérente).

Les procédés de précontrainte sont constitués :

– d'unités de précontrainte en acier à très haute performance de type fils, torons ou barres ;
– d'accessoires utiles selon le fonctionnement des procédés et de leur mode de mise en œuvre : gaines, ancrages, coupleurs, système d'injection, etc.

Chaque procédé est un « tout » comportant les éléments de mise en œuvre, les conditions d'emploi de ces éléments et les hypothèses de dimensionnement qui leur sont associées. Les procédés peuvent faire l'objet d'avis techniques et d'agréments le plus souvent exigés pour leur utilisation.

L'annexe électronique A-7 [6] au guide « Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art » fournit des indications sur l'évolution des procédés et armatures de précontrainte. Pour plus de détails, il convient de se référer directement à l'agrément ou à l'avis technique du procédé de précontrainte en vigueur au moment de la mise en œuvre ; les anciens agréments de procédés sont disponibles en téléchargement sur le site PILES du Cerema.

MÉTHODOLOGIE DU DIAGNOSTIC

ÉTAPE 1 ANALYSE DU DOSSIER DE L'OUVRAGE

Son objectif correspond à une analyse préliminaire du problème. On identifiera dans le dossier de l'ouvrage tous les éléments utiles au diagnostic :

Renseignements généraux :

– Date de construction ;
– Coupe transversale complète (y compris superstructures) ;
– Hypothèses de calcul de dimensionnement (règles de calcul utilisées, phasage de construction, loi de retrait et fluage, actions thermiques prises en compte, etc.) ;
– Procédé de précontrainte utilisé (agrément procédé de précontrainte) ;
– Isostaticité ou hyperstaticité de la structure ;
– Trafic supporté par l'ouvrage.

Exécution de la structure (plans, carnets de chantier, comptes rendus de réunions, etc.) :

– Plan de coffrage et position des reprises de bétonnage ;
– Plan de ferraillage et de câblage de précontrainte ;
– Nature des conduits et du produit d'injection (si précontrainte) ;
– Modalités de réalisation de la structure (préfabrication ou non, phasage de construction, mode de construction et dénivellations d'appuis éventuelles, conditions météorologiques de mise en œuvre, etc.) ;
– Fiches de mise en tension des câbles et, le cas échéant, résultats des mesures des coefficients de transmission (si précontrainte) ;
– Résultats des épreuves de chargement ;
– Eventuelles anomalies lors des opérations de construction (modification de phasage, problème de formulation ou de mise en œuvre du béton, incidents de mise en tension, etc.).

Vie de l'ouvrage :

– Rechargements de chaussée ;
– Modification de superstructures ;
– modifications des conditions d'exploitation ;
– Précédentes réparations structurelles ;
– etc.

ÉTAPE 2 INSPECTION DÉTAILLÉE

Cette étape a pour objectif de détecter des éventuels désordres traduisant une anomalie de comportement mécanique de la structure ou de phénomènes pouvant porter atteinte à sa durabilité.

Les désordres pouvant alerter l'inspecteur sur une défaillance potentielle sont principalement les suivants :

– Fissuration anormale des sections (ouverture, position ou facies) ou ouverture des joints ;
– Déformations anormales d'ensemble (flèche) ou locales (appareils d'appui, câbles, etc.) ;
– Éclats sur aciers corrodés ou zones sonnant « le creux » ;
– Gaine ou câble corrodé ;
– Câble détendu voire rompu ;
– Circulation d'eau.

ÉTAPE 3 ANALYSE DU FONCTIONNEMENT DES SECTIONS DE L'OUVRAGE ET AUSCULTATION

Évaluation théorique initiale

Cette étape a pour objectif de caractériser par le calcul le comportement des sections. Cette analyse préalable aux investigations sur site est réalisée notamment pour déterminer les sections pertinentes à ausculter et/ou instrumenter, le type de mesures à réaliser et pour fixer les seuils de mesure. Cette analyse a également pour objet d'évaluer la vulnérabilité de l'ouvrage vis-à-vis de certains risques (fissuration du béton, fatigue des armatures, etc.) en vue du diagnostic final.

Il s'agit de réaliser un recalcul de l'ouvrage en ciblant notamment le fonctionnement des sections représentatives en travée et sur appui ou des sections pathologiques, et éventuellement les déformations d'ensemble des poutres.

L'état de fissuration du béton, les effets des phénomènes de long terme (retrait et fluage du béton, relaxation des armatures) et des sollicitations thermiques (notamment les gradients) feront l'objet d'une attention particulière pour les structures précontraintes. La prise en compte du phasage de réalisation et des chargements historiques de l'ouvrage, sera nécessaire dans la plupart des cas.

Cette analyse précise le cas échéant les cas de charge à prévoir pour apprécier le comportement de l'ouvrage lors des épreuves instrumentées de l'étape suivante.

ÉTAPE 3
ANALYSE DU FONCTIONNEMENT DES SECTIONS DE L'OUVRAGE ET AUSCULTATION

Auscultation et instrumentation

Cette étape a pour objectif de caractériser in situ le fonctionnement des sections saines ou pathologiques :

– fonctionnement des sections sous moments positif et/ou négatif et contribution des différents matériaux à vide et sous chargement ;
– évaluation des effets thermiques sur la structure ;
– état d'ouverture des fissures existantes, à vide, sous chargement (moment de décompression) ;
– évaluation des surtensions dans les armatures.

Les étapes précédentes ont permis de déterminer les zones pertinentes à ausculter et/ou à instrumenter.

Instrumentation pour l'évaluation du fonctionnement global d'une poutre

Il s'agit de caractériser le fonctionnement global du tablier sous un chargement maîtrisé. Le dispositif comprend :

– des mesures en déformation (C3-5) de sections « saines » représentatives du fonctionnement (jauges de déformation réparties en hauteur sur le parement des poutres de manière à constituer un diagramme de Navier, rosettes de jauges dans les zones d'effort tranchant significatif) ; au moins une section en travée et une section sur appui sont instrumentées dans le cas des structures hyperstatiques, on peut également comparer le fonctionnement de poutres ayant une position transversale ou un état de dégradation différents ;
– des mesures par sondes de température (C3-17) disposées au cœur du béton (cf. fiche E-11) d'une section permettant de déterminer le gradient thermique vertical (et horizontal si l'étude théorique a démontré son importance) ;
– des mesures de flèche (C2-2) voire de courbure (C3-12) des poutres. Ces mesures sont à réaliser au moins à mi-travée sur les poutres définies par les analyses préalables ;
– le cas échéant des mesures en rotation (C3-3) des sections sur appuis à l'aide d'inclinomètres ;
– des mesures en déformation et déplacement (C3-2) des sections pathologiques, pour pouvoir suivre et corréler les déformations du béton, les ouvertures de fissures, les rotations des sections de part et d'autre, et éventuellement les déformations des armatures (moment de décompression, battement, surtensions, etc.).

Un programme de chargement est établi (cf. étape précédente) en s'inspirant des principes du guide du Sétra « Épreuves de chargement des ponts-routes et passerelles piétonnes » de mars 2004 [8]. On prévoira des chargements progressifs et on se limitera à un niveau de charge, intégrant les effets thermiques, induisant des sollicitations inférieures à la valeur de résistance admissible en service (en général entre $^2/_3$ et $^3/_4$ de cette valeur) déterminée, le cas échéant, en tenant compte de la dégradation des matériaux. Il pourra en résulter une incertitude quant au fonctionnement ultime des sections.

Le programme de chargement comprendra utilement des cas de charge excentrés de façon à évaluer la répartition transversale des charges au sein du tablier.

Selon la conception et le comportement attendu de la structure, l'instrumentation de certains éléments transversaux peut s'avérer pertinente.

Instrumentation pour l'évaluation du moment de décompression d'une section précontrainte

Cette opération, décrite dans la fiche C5-2, vise à rechercher la réserve de compression existant à vide au droit d'une fissure ou d'un joint (entre voussoirs).

Il s'agit de réaliser une instrumentation en couplant :

– un ou plusieurs capteurs de déplacement (C3-2) positionnés en pontage de la fissure ou du joint ;
– des jauges de déformation (C3-5) situées à proximité des lèvres de la fissure ou du joint avec systématiquement une jauge à proximité des capteurs de déplacement ;
– des sondes de température (C3-17) permettant de mesurer le gradient thermique et la température moyenne dans au moins une section.

Il est possible de mettre en œuvre également des jauges collées sur les armatures passives voire sur les armatures actives (au droit de la fissure) susceptibles d'être surtendues par l'ouverture de la fissure.

Le principe consiste, en connaissant les sollicitations dues aux effets thermiques réels mesurés (ce qui nécessite d'évaluer aux préalable les effets thermiques avec plusieurs hypothèses) à faire évoluer le chargement, en observant la relation entre la mesure du capteur (ouverture ou décompression de la fissure ou du joint) et la mesure des jauges.

De manière théorique, lorsque les jauges sur le béton ne mesurent plus de déformation (dans la tolérance de mesure) et que les capteurs de déplacement indiquent des déplacements significatifs, c'est que le béton ne transmet plus les déformations (et donc les contraintes) au droit de la fissure. Par ailleurs, lorsque les jauges collées sur les armatures subissent des déformations plus marquées, c'est que la totalité des efforts passe par ces dernières et plus par le béton. La section ou le joint est donc décomprimé(e) (mais pas forcément ouvert(e) à l'observation visuelle, etc.).

Si les jauges sur le béton ne répondent pas dès le début du chargement ou que celles sur les armatures ne présentent pas de rupture de pente, cela signifie que la fissure est ouverte à vide et qu'il n'y a donc aucune réserve de compression.

Il convient de rappeler que cette méthode n'est pas adaptée à la détermination de la tension résiduelle des câbles. Pour cette mesure, il est possible d'apprécier les efforts de la précontrainte par mesure directe :

– soit au moyen de l'arbalète (C4-3) pour de la précontrainte intérieure ou extérieure au béton, que ce soit une précontrainte par post-tension ou par pré-tension ;
– soit par méthode vibratoire (C4-2) pour de la précontrainte extérieure à condition que la distance entre deux déviateurs successifs soit suffisante (de l'ordre de la dizaine de mètres).

Pesée de réaction d'appui :

En complément à la méthode des moments décompression, la pesée de réaction d'appui (C4-5) au niveau des culées fournit également des informations utiles pour :

– apprécier, pendant le chargement progressif, la répartition des efforts entre appuis, et donc les éventuelles redistributions d'effort par assouplissement de la structure (fissuration, présence de rotules élastique ou plastique) ;
– évaluer les effets thermiques de manière globale (réactions d'appuis hyperstatiques) ;
– confirmer le phasage de réalisation considéré et/ou les redistributions d'effort par fluage obtenues dans le modèle de calcul de l'état à vide (réactions sous charges permanentes).

Mesure des surtensions dans les armatures :

Dans le cas d'une fissuration d'ouverture acceptable ou pouvant faire l'objet d'une protection vis-à-vis des agents agressifs (garantissant ainsi la durabilité de la structure), la question de la résistance à la fatigue des armatures traversant la fissure reste toutefois posée. Dans ce cas, une instrumentation permettant la mesure directe des cycles de déformations subies par les armatures s'avère être une solution adaptée pour intégrer l'agressivité réelle du trafic combinée avec les variations d'allongement provoquées par les effets thermiques.

ÉTAPE 3
ANALYSE DU FONCTIONNEMENT DES SECTIONS DE L'OUVRAGE ET AUSCULTATION

L'instrumentation comporte des jauges de déformation sur les aciers passifs et/ou actifs permettant de suivre les variations de déformation et des sondes de température permettant de mesurer le gradient thermique et la température moyenne dans au moins une section.

Le système d'acquisition comporte une centrale d'acquisition et un système de traitement des données capables de corriger les effets dus au trafic de ceux dus aux effets thermiques. En particulier, afin de suivre les variations de déformation sous les sollicitations apportées par le trafic, la fréquence d'acquisition doit être adaptée (ordre de grandeur de 50 Hz).

Les variations de contraintes, suivies dans le temps sous les effets du trafic accompagné des autres actions, sont obtenues en considérant un comportement élastique des aciers, en déduisant de la déformation totale mesurée, la déformation d'origine thermique lorsque la jauge n'est pas auto-compensée en température. La variation de contrainte dans l'acier au droit d'une jauge est alors :

$$\Delta\sigma = E \times (\Delta\varepsilon_{total} - \alpha \times \Delta T)$$

Avec :

E : le module d'Young de l'acier

α : le coefficient de dilatation de l'acier

$\Delta\varepsilon_{total}$: la variation de déformation de la jauge entre 2 mesures

ΔT : la variation de température de la structure au droit de la jauge entre 2 mesures

Après la suppression des valeurs jugées aberrantes, l'application, éventuellement programmée dans la centrale d'acquisition, de la méthode Rainflow permet d'obtenir les histogrammes des étendues de contraintes utilisés pour déterminer l'endommagement subi pendant la période de mesure et donc d'estimer la durée de vie résiduelle.

Pour les structures précontraintes, afin d'avoir une évaluation de la fatigue des câbles, la connaissance des effets thermiques nécessite un suivi de 12 mois minimum (1 cycle thermique). La fatigue est généralement suivie durant quelques semaines sous les effets du trafic et des gradients thermiques. En cas d'ouverture de fissure ou de joint sous l'effet du gradient thermique, et en raison de la non-linéarité des déformations du câble en fonction du moment fléchissant qui en résulte, les effets sur la fatigue du trafic sont plus pénalisants sous un fort gradient thermique que sous un faible gradient (voir la référence [10]).

Battement de fissure ou de joint :

L'instrumentation comporte des capteurs de déplacement permettant de suivre les variations d'ouverture des principales fissures et des sondes de température permettant de mesurer le gradient thermique et la température moyenne dans au moins une section.

ÉTAPE 3 ANALYSE DU FONCTIONNEMENT DES SECTIONS DE L'OUVRAGE ET AUSCULTATION	Le système d'acquisition comporte une centrale d'acquisition et un système de traitement des données capables de décorréler les effets dus au trafic de ceux dus aux effets thermiques. En particulier, afin de suivre les variations d'ouverture de la fissure sous les sollicitations apportées par le trafic, la fréquence d'acquisition doit être adaptée (ordre de grandeur de 50 Hz). Afin d'avoir une connaissance complète du fonctionnement de la fissure ou du joint sous effets thermiques, un suivi de 12 mois minimum (1 cycle thermique) est nécessaire. Le mouvement de la fissure ou du joint est généralement suivi durant quelques semaines sous les effets du trafic et des variations de température. **Évaluation structurale de l'ouvrage** Cette étape a pour objectif de confronter les résultats de l'analyse théorique préalable et ceux des auscultations et instrumentations *in-situ* pour mettre à jour le cas échéant le calcul et statuer sur la sécurité structurale et l'aptitude au service de l'ouvrage. L'évaluation structurale pourra par exemple intégrer l'état de fissuration de la structure ou le comportement réel de certaines sections résultant des mesures *in-situ* (voir la référence [3]).

RÉFÉRENTIEL

[1] NF EN1992-1-1 - Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

[2] NF EN1992-2 - Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 2 : Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives

[3] Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art. Guide Technique, Cerema, Février 2016, 144 pages, ISBN : 978-2-37180-180-0

[4] Évolution des règles de calcul des ponts en béton armé ou précontraint. Annexe électronique A-2 au guide technique « Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art », Février 2016

[5] Évolution des armatures de béton armé. Annexe électronique A-6 au guide technique « Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art », Février 2016

[6] Évolution des procédés et armatures de précontrainte. Annexe électronique A-7 au guide technique « Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art », Février 2016

[7] Guide pour l'évaluation structurale et la réparation des Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP). Cerema, 2020 (à Paraître)

[8] Épreuves de chargement des ponts-routes et passerelles piétonnes. Setra, 2004

[9] Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art : Fascicule 31 : pont en béton non armé et en béton armé, 1990 et Fascicule 32 : ponts en béton précontraint, Cerema, janvier 2019

[10] B.Jacob, J.Caracilli, B.Godart, P.Trouillet. Étude en fatigue d'un pont en béton précontraint sous actions combinées du trafic et des gradients thermiques - Bull. liaison Labo P. et Ch. 152, nov.dec. 1987, pp 37-48

Recueil de méthodes d'auscultation des matériaux et structures d'ouvrages d'art :

C2-1 Suivi topométrique

C2-2 Mesure des déformations sous chargement (flèches)

C3-2 Mesure de déplacement – capteur électrique

C3-3 Mesures des rotations par nivelles et inclinomètres (ou clinomètres)

C3-5 Mesure de déformation par jauge

C3-6 Extensomètre mécanique amovible

C3-12 Courburemétrie

C3-17 Mesures de température par thermocouple, thermistance ou sonde

C4-2 Estimation de la tension des câbles par méthode vibratoire

C4-3 Mesure de la tension des câbles et armatures de précontrainte au moyen de l'arbalète

C4-5 Pesée des réactions d'appui

C5-2 Méthodes des moments de décompression

LOGIGRAMME

Un logigramme visualisant de façon séquentielle les actions à mener et les décisions à prendre pour aboutir à l' Analyse du fonctionnement en flexion de sections de pont en béton armé ou précontraint est donné ci-après à titre de guide.

E2-3 : ANALYSE DU FONCTIONNEMENT EN FLEXION D'UNE SECTION DE PONT EN BÉTON ARMÉ OU PRÉCONTRAINT

