

Les

références

INSTRUCTION TECHNIQUE

POUR LA SURVEILLANCE
ET L'ENTRETIEN DES OUVRAGES D'ART

Fascicule 32 Ponts en béton précontraint



RÉPUBLIQUE
FRANÇAISE

*Liberté
Égalité
Fraternité*

**INSTRUCTION TECHNIQUE
POUR LA SURVEILLANCE
ET L'ENTRETIEN
DES OUVRAGES D'ART**

**Fascicule 32
Ponts en béton précontraint**



Collection

« Les références »

Cette collection regroupe l'ensemble des documents de référence portant sur l'état de l'art dans les domaines d'expertise du Cerema (recommandations méthodologiques, règles techniques, savoir-faire...), dans une version stabilisée et validée. Destinée à un public de généralistes et de spécialistes, sa rédaction pédagogique et concrète facilite l'appropriation et l'application des recommandations par le professionnel en situation opérationnelle.

REMERCIEMENTS

Ce guide est une œuvre collective pilotée par le Cerema, sous la présidence de M. l'inspecteur général ouvrages d'art et publiée aux éditions du Cerema.

Il a été rédigé par un groupe de travail constitué de membres appartenant à la Direction générale des infrastructures, des transports et des mobilités (DGITM) du ministère de la Transition écologique et de la Cohésion des territoires, du Cerema et de l'université Gustave Eiffel. Son contenu a été validé par le comité de pilotage de l'Instruction pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art (ITSEOA).

Groupe de rédaction du fascicule 32 (édition 2019 et révision 2022) :

- Pierre Barras (Cerema),
- Clément Bonifas (DIR Sud-Ouest),
- Jean-Jacques Briost (Cerema),
- Patrick Chagnau (Cerema),
- Didier Germain (DGITM/direction des mobilités routières (DMR)/ sous-direction des financements innovants et du contrôle des concessions autoroutières (FCA)),
- Bruno Godart (Université Gustave Eiffel),
- Laurent Labourie (Cerema, pilote),
- Jean-Michel Lacombe (Cerema),
- Davy Prybyla (Cerema),
- Pierre Roenelle (Cerema),
- Pierre Trouillet (DGITM/direction des infrastructures de transport (DIT)/ sous-direction de la gestion du réseau autoroutier concédé (GRA)),
- Jean-Marc Tarrieu (Cerema),
- Richard Vaissière (Cerema).

Comment citer cet ouvrage :

Cerema. *Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art – Fascicule 32 – Ponts en béton précontraint.*

Bron : Cerema, 2023.

Collection : Les références.

ISBN : 978-2-37180-596-5

Relecteurs du guide (édition 2019) :

- Frédéric Judon (Cerema),
- Manuel Le Moine (SNCF réseau),
- Fabien Renaudin (Cerema),
- Sébastien Neiers (Cerema),
- Évelyne Humbert (présidente du comité de pilotage de l'ITSEOA, édition 2019).

Composition du comité de pilotage de l'ITSEOA (révision 2022) :

- Pierre Peyrac (DGITM/DMR/Département de la transition écologique, de la doctrine et de l'expertise technique (TEDET), président),
- Jean-François Douroux (RATP),
- Pascal Duchateau (DGITM/DMR/TEDET),
- Ambroise Dufayet (Ville de Paris),
- Didier Germain (DGITM/DMR/FCA),
- Philippe Guignard (Conseil départemental de la Gironde),
- Jean-Michel Lacombe (Cerema),
- Manuel Le Moine (SNCF-Réseau),
- Christian Tessier (Université Gustave Eiffel).

CRÉDITS PHOTOS

Couverture : Viaduc de Poncin (Cerema)

Photos intérieures : Cerema, DIR Est, DRIEA, SNCF-Réseau, RATP, Ifsttar, Adiss, Service public de Wallonie (SPW)



© iStock.com/M. Labelle

Le présent document est l'un des fascicules constituant le corpus technique de la nouvelle instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art (ITSEOA) en date de 2010.

La nouvelle instruction est complétée par les trois premiers fascicules d'application qui lui sont annexés :

- Fascicule 1 Dossier d'ouvrage
- Fascicule 2 Généralités sur la surveillance
- Fascicule 3 Mesures de sécurité – Auscultation – Surveillance renforcée Haute surveillance

Les autres fascicules qui constituaient la seconde partie de l'ITSEOA de 1979 ne font plus partie intégrante de l'instruction et sont désormais des guides techniques.

La liste de ces guides techniques est la suivante :

- Fascicule 4 Surveillance topométrique
- Fascicule 5 Conduite d'une intervention sur un ouvrage existant
- Fascicule 10 Fondations en site aquatique
- Fascicule 11 Fondations en site terrestre
- Fascicule 12 Appuis
- Fascicule 13 Appareils d'appui
- Fascicule 20 Zone d'influence – Accès – Abords
- Fascicule 21 Équipements des ouvrages
- Fascicule 30 Ponts et viaducs en maçonnerie
- Fascicule 31 Ponts en béton non armé et en béton armé
- **Fascicule 32 Ponts en béton précontraint**
- Fascicule 33 Ponts métalliques et mixtes
- Fascicule 34-1 Ponts suspendus
- Fascicule 34-2 Ponts à haubans
- Fascicule 35 Ponts de secours
- Fascicule 40 Tunnels, tranchées couvertes, galeries de protection
- Fascicule 50 Buses métalliques
- Fascicule 51 Ouvrages de soutènement
- Fascicule 52 Déblais et remblais
- Fascicule 53 Ouvrages de protection

L'édition de janvier 2019 a été révisée en 2022 afin de prendre en compte les derniers développements relatifs à la surveillance des ouvrages à précontrainte extérieure au béton.

Sommaire

| | |
|----------------------|----------|
| Remerciements | 2 |
|----------------------|----------|

CHAPITRE 1

| | |
|--|----------|
| Champ d'application de ce guide | 8 |
|--|----------|

CHAPITRE 2

| | |
|---|-----------|
| Le fonctionnement et les différentes techniques de précontrainte | 12 |
|---|-----------|

| | |
|--|----|
| 1 - Principes généraux de fonctionnement du béton précontraint | 14 |
| 2 - Les techniques de précontrainte | 15 |
| 3 - Bétons utilisés en béton précontraint | 27 |
| 4 - Particularités du comportement dans le temps | 29 |
| 5 - Revue des principaux types d'ouvrages précontraints | 32 |

CHAPITRE 3

| | |
|--|-----------|
| Notions sur les causes et la nature des désordres | 40 |
|--|-----------|

| | |
|---|----|
| 1 - Généralités | 42 |
| 2 - Désordres affectant les matériaux | 43 |
| 3 - Désordres liés à l'exécution | 50 |
| 4 - Désordres liés au fonctionnement des ouvrages | 56 |
| 5 - Cas des ouvrages réparés | 73 |
| 6 - Chocs et incidents divers | 74 |

CHAPITRE 4

| | |
|---------------------|-----------|
| Surveillance | 76 |
|---------------------|-----------|

| | |
|---|----|
| 1 - Importance et complexité de la surveillance | 78 |
| 2 - Cadre de la surveillance | 79 |

| | |
|----------------------------|----|
| 3 - Analyse de risques | 85 |
| 4 - Inspection ciblée | 86 |
| 5 - Surveillance renforcée | 87 |
| 6 - Haute surveillance | 88 |
| 7 - Le dossier d'ouvrage | 89 |

CHAPITRE 5

| | |
|---|-----------|
| Entretien | 90 |
| 1 - Entretien courant | 92 |
| 2 - Entretien spécialisé et reconnaissances courantes | 93 |

CHAPITRE 6

| | |
|---|------------|
| Diagnostic et réparation | 104 |
| 1 - Établissement du diagnostic | 106 |
| 2 - Réparations | 124 |
| 3 - Réception des travaux de réparation | 132 |

Annexes

133

| | |
|---|-----|
| Annexe 1 - Pathologies des protections des câbles par coulis de ciment | 134 |
| Annexe 2 - Éléments de connaissance des modes de construction | 136 |
| Annexe 3 - Réparation par précontrainte additionnelle | 142 |
| Annexe 4 - Rappels théoriques utiles pour la compréhension de certains phénomènes physiques | 147 |

Bibliographie

153

Table des matières

158



CHAPITRE 1

Champ d'application de ce guide

CHAMP D'APPLICATION DE CE GUIDE

La technique du béton précontraint est utilisée en France depuis le milieu des années 1940.

**Photo 1 : Pont de Luzancy sur la Marne – Premier grand pont en béton précontraint (1946)
Conception Eugène Freyssinet**



Les ouvrages en béton précontraint sont parmi les types d'ouvrages d'art les plus fréquemment construits depuis les années 1960. Le parc de ponts en béton précontraint est important à la fois en surface totale (environ 50 % de la surface totale des ouvrages du réseau des routes nationales) et en nombre d'unités (environ 20 % du nombre d'ouvrages du réseau RN).

Les morphologies des ouvrages précontraints sont très variées puisque l'on trouve à la fois un grand nombre d'ouvrages modestes (d'environ 20 à 25 mètres de portée) et un nombre significatif d'ouvrages exceptionnels de très grande portée et de très grande surface.

Le béton précontraint est une technique de construction durable sur laquelle l'on a déjà plus de soixante ans de recul. Cependant, les conditions de dimensionnement des ouvrages précontraints d'une part et les technologies utilisées d'autre part, tant en ce qui concerne la précontrainte que ses modalités de protection et de mise en œuvre, ont considérablement évolué au fil des époques et des types d'ouvrages. Ainsi, différentes pathologies typiques ont pu se développer. Le présent fascicule aidera à les reconnaître.

Le champ d'application de ce guide est la surveillance, l'entretien, le diagnostic et la réparation des tabliers de ponts en béton précontraint de types :

- ponts types « dalle » ;
- ponts à nervures ;
- ponts à poutres précontraintes ;
- ponts-caissons.

De plus, de nombreux ouvrages en béton armé ou précontraint ont fait l'objet de renforcements par précontrainte additionnelle. Le présent fascicule s'applique également à ces ouvrages.

Les aspects techniques traités concernent :

- les descriptions des différents types de ponts ou parties de ponts en béton précontraint et les pathologies associées ;
- les différentes technologies utilisées en précontrainte (câbles, gaines et protections, ancrages, etc.) et les pathologies associées ;
- les dispositions spécifiques relatives à la surveillance, au diagnostic, à l'entretien et à la réparation des ponts en béton précontraint.

Le présent fascicule traite principalement des tabliers de ponts en béton précontraint ; cependant, les considérations technologiques qui y sont développées pourront être appliquées à d'autres types de structures précontraintes telles que : les appuis (traités dans le fascicule 12), les ponts à câbles (traités dans les fascicules 34-1 et 34-2) ou encore les auvents de gares de péage, les appontements, les cuves de réservoirs, etc.

CHAPITRE 2

Le fonctionnement et les différentes techniques de précontrainte

1 – PRINCIPES GÉNÉRAUX DE FONCTIONNEMENT DU BÉTON PRÉCONTRAIT

Les matériaux économiques utilisés en construction sont l'acier et le béton. Le béton est le moins coûteux : il résiste bien à la compression mais peu à la traction et il faut éviter de l'y soumettre. L'acier est coûteux mais a d'excellentes résistances en traction/compression. Il est plus facile à utiliser en traction (pas d'effet du second ordre).

Le béton assure une protection efficace (chimique) de l'acier par passivation. Le béton (en compression) et l'acier (en traction) forment donc un couple quasi idéal. Malheureusement, le béton armé est lourd et ce d'autant plus que les parties fissurées ne participent pas pleinement à la résistance. Il ne convient donc pas aux grandes portées.

Le fonctionnement d'une pièce en béton précontraint diffère très notablement de celui d'une pièce en béton armé :

- en béton armé (BA), les armatures passives assurent la résistance de l'élément en limitant l'ouverture des fissures dans les zones tendues du fait de la très faible résistance en traction du béton ;
- en béton précontraint (BP), le béton est pleinement utilisé sur toute sa section grâce à des armatures actives tendues (câbles ou barres de précontrainte) convenablement placées pour éviter ou limiter la fissuration du béton dans les limites de sa résistance et dans la direction perpendiculaire aux armatures.

Ainsi, « précontraindre », c'est exercer un traitement mécanique consistant à appliquer un système d'efforts permanents pour créer des « (pré-)contraintes » qui, composées avec les contraintes des charges extérieures et permanentes, donnent des contraintes totales de compression (ou de très faible traction) entre les limites que le béton peut supporter durablement en toute sécurité.

La précontrainte agit dans le sens de la direction des câbles soit, généralement, dans le sens longitudinal des tabliers d'ouvrages d'art. On parle alors de « précontrainte longitudinale ».

Une précontrainte est parfois disposée transversalement et horizontalement dans l'épaisseur des hourdis ou d'une dalle pour participer à la reprise des efforts de flexion transversale : on parle alors de « précontrainte transversale ». Le terme « précontrainte transversale » est également utilisé pour décrire une précontrainte agissant pour renforcer la résistance au cisaillement des âmes des poutres ou caissons.

Les conditions de fonctionnement d'une section en béton armé ou précontraint sont très différentes. La précontrainte confère à la section de béton et dans la direction où elle agit, les caractéristiques d'un matériau homogène non fissuré.

Dans les autres directions, non précontraintes, l'ouvrage fonctionne alors en béton armé, ce qui rend d'autant plus délicates les constatations sur le terrain puisque le fonctionnement est mixte, béton armé et béton précontraint, suivant les sections ou les directions observées.

Il est à noter qu'il est possible de précontraindre une pièce en imposant des efforts à l'aide de câbles ou barres, de vérins ou de dénivellations d'appuis. Dans le présent guide, nous nous limiterons aux ouvrages précontraints par câbles ou barres, qui constituent l'essentiel du patrimoine.

2 – LES TECHNIQUES DE PRÉCONTRAINTÉ

2.1 – PRÉCONTRAINTÉ PAR PRÉTENSION

2.1.1 – PRINCIPES

La précontrainte par prétension, dite aussi par armatures adhérentes, est obtenue par la mise en tension d'armatures d'acier qui sont ancrées sur les extrémités d'un banc portant les coffrages. Les extrémités de ces derniers sont traversées par les armatures prétendues. Le béton est mis en œuvre dans les coffrages directement au contact des armatures. Quand le béton atteint un durcissement suffisant (un traitement thermique en usine est généralement appliqué pour accélérer la montée en résistance), les extrémités des armatures sont détachées du banc, créant ainsi une précontrainte dans la structure.

**Photo 2 : Banc de préfabrication poutre PRAD
(à gauche, on remarquera le gainage de torons près de l'appui)**



L'ancrage des armatures de précontrainte se développe à leurs extrémités par effet d'adhérence avec le béton. On peut mettre en évidence une longueur de scellement, où la tension des armatures varie d'une valeur nulle à une valeur constante en section courante.

Pour que le moment de précontrainte puisse varier le long de la poutre et afin de répartir les zones d'ancrage des armatures le long de la poutre, certains torons sont gainés à leurs extrémités pour les rendre non adhérents.

2.1.2 – CARACTÈRES PARTICULIERS

La précontrainte par prétension est essentiellement un procédé industriel dont le domaine préférentiel reste les dalles préfabriquées de bâtiment, les poutres ou poutrelles de moyennes dimensions (environ 30 mètres au maximum), préfabriquées en série et vendues sur catalogue.

La précontrainte par prétension étant réalisée par simple adhérence, les armatures utilisées présentent des qualités particulières à cet égard : fils crantés ou nervurés, torons, etc. Les zones d'about, dans lesquelles sont scellées les armatures et où se diffuse l'effort de compression dans le béton, sont le siège de contraintes importantes au moment de la mise en précontrainte. Ces zones comportent donc normalement un ferrailage passif important, mis en place pour prévenir l'éclatement du béton et limiter la formation de fissures de construction.

La précontrainte par prétension assure un contact direct de l'armature de précontrainte active avec le béton. La mise en œuvre correcte du béton et des armatures est un facteur important de protection vis-à-vis de la corrosion.

2.1.3 – APPLICATIONS

Cette technique s'est développée dans le domaine des ponts depuis 1973, notamment grâce à la parution de l'*Instruction provisoire n° 2* (circulaire 73-153 du 13 août 1973) et la publication du dossier type PRAD du Setra (1973), qui en ont défini les règles de calcul et de conception. Toutefois, quelques ouvrages antérieurs ont utilisé la précontrainte par prétension, auquel cas, les règles de calcul ont été soit celles de l'ancienne Association scientifique de la précontrainte (ASP), soit des règles spécifiques. Il convient alors de se reporter au dossier d'ouvrage.

Cette technique s'est essentiellement développée pour les ponts de moyenne portée sous la forme des ouvrages de type PRAD décrits ci-après.

Au début, les ouvrages précontraints par prétension étaient essentiellement constitués de travées isostatiques. En effet, le dossier PRAD 73 était réservé sur la mise en continuité des poutres sur piles du fait de l'absence d'un cadre réglementaire parfaitement défini. Cependant, il est à noter qu'environ 500 passages supérieurs autoroutiers du réseau concédé ont été conçus dès 1973 avec de telles poutres rendues continues par un clavage en béton armé sur pile.

Depuis, la parution du BPEL (1983) et le développement des outils de calcul automatiques (notamment PRAD-EL dans les années 2000) ont favorisé l'essor de cette technique sous la forme de tabliers rendus continus.

Par ailleurs, certains produits issus des techniques du bâtiment (par exemple des poutrelles, dalles, plaques préfabriquées utilisées en coffrages perdus, etc.) sont utilisés dans les ponts ou les tranchées couvertes.

2.2 – PRÉCONTRAINTE PAR POST-TENSION, PAR PRÉCONTRAINTE INTÉRIEURE

2.2.1 – PRINCIPES

La précontrainte « intérieure » au béton est la plus ancienne. Inventée par Eugène Freyssinet au début du XX^e siècle [47] [48], elle s'est développée massivement après la Seconde Guerre mondiale. À l'origine, elle a été mise en œuvre par de nombreuses entreprises, certaines ne maîtrisant pas correctement la technique. Par la suite, la précontrainte a été étendue à des ouvrages de plus en plus importants et, dans le même temps, appliquée à grande échelle sur des ouvrages courants.

La précontrainte intérieure par post-tension consiste à tendre, après durcissement du béton, les armatures de précontrainte placées dans des conduits suivant un tracé déterminé par le calcul.

Les câbles n'étant pas en contact direct avec le béton, ils sont protégés de la corrosion grâce à différentes techniques détaillées ci-après.

2.2.2 – CHRONOLOGIE RELATIVE AUX ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

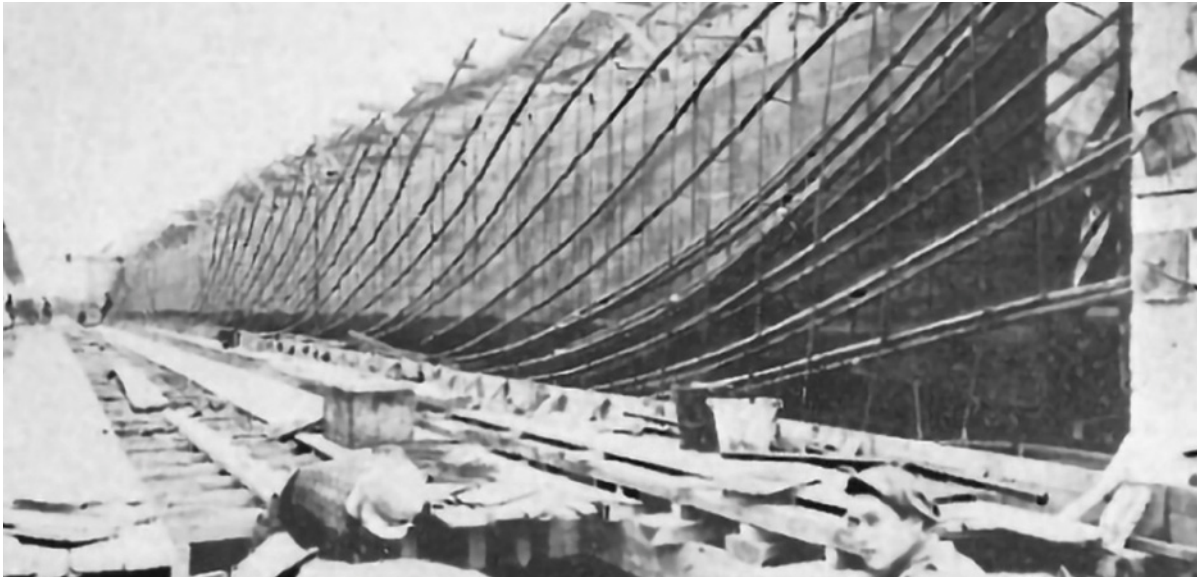
Les évolutions des techniques de construction des ponts en béton précontraint sont indissociables de celles des armatures de précontrainte elles-mêmes ; qui concernent la constitution des câbles (fils, torons), les technologies relatives aux ancrages et à la mise en tension, les types de protection utilisés, etc.

Ces évolutions ont permis de réaliser des câbles de plus en plus puissants mais également plus sûrs lors de la mise en tension et occasionnant moins de « pertes de précontrainte » avec, notamment, une amélioration notable (diminution) de la relaxation des armatures dans le temps.

Les améliorations concernent également la qualité de la protection des câbles.

En parallèle, les conditions d'emploi et les modalités de calcul ont été de plus en plus précises.

Photo 3 : Un des premiers ouvrages précontraints par post-tension (années 1950)



Les indications ci-après permettent de se faire une idée des évolutions successives pour apprécier la typologie de la précontrainte adoptée sur un ouvrage donné. Mais il doit être noté que la détermination de la tension des câbles (variable sur la longueur du câble et dans le temps) d'un pont en béton précontraint, particulièrement les plus anciens, est malaisée et que les valeurs extraites de la bibliographie ne sont pas toujours adaptées. L'ingénieur chargé d'un recalcul doit donc consulter le dossier d'ouvrage et rechercher dans la littérature technique toutes les informations absentes du dossier et, le cas échéant, faire procéder à des investigations *in situ* pour confirmer les informations recueillies (mesure de la tension des armatures par la méthode dite « *de l'arbalète* », etc.).

Des origines à 1948

Les essais effectués par Freyssinet dans l'entre-deux-guerres mettaient en œuvre des fils-machines durs avec acier à 7 % de carbone, dont la limite de rupture était d'environ 1 000 MPa. Par écrouissage en traction, Freyssinet portait la limite élastique de 500 à 850 MPa environ [56].

De 1940 à 1945, trois ponts ont été construits : Elbeuf-sur-Andelle, Longroy et Luzancy ; ils ont été précontraints par le procédé Freyssinet avec des fils de $\varnothing 5$ mm (par groupes de 12 ou 16 fils). Pour obtenir des fils de limite élastique suffisamment élevée (entre 1 150 et 1 450 MPa), on tréfilait des fils de $\varnothing 8$ mm de type « corde à piano » (acier trempé au plomb ou patenté) pour durcir l'acier par écrouissage. Au regard des performances actuelles, ces fils présentent une relaxation considérable (10 à 11 %).

Freyssinet a systématisé l'emploi de ces fils par câbles de 12 fils parallèles de $\varnothing 5$ mm, avec un ancrage conique en 1946-47. Pour faciliter l'injection de ces câbles et éviter le chevauchement des fils dans les zones courbes, les câbles prennent appui sur un ressort hélicoïdal central.

Ainsi, les câbles (12 $\varnothing 5$) étaient normalement tendus entre 110 et 115 kgf/mm² pour obtenir, après pertes, une tension de l'ordre de 85 kgf/mm², soit une force utile de l'ordre de 20 tonnes.

La précontrainte par barres remonte elle aussi aux premiers temps de cette technique, puisque, dès 1934, l'Allemand Dischinger breveta un procédé de précontrainte extérieure de voussoirs par barres lisses, et le mit en œuvre deux ans plus tard au pont d'Aue (Saxe). En 1938, la société Wayss & Freytag établissait un VIPP à poutres précontraintes par barres à CElde. Au cours des années 1950, la société allemande Dyckerhoff & Widmann AG (aujourd'hui Dywidag) diffuse la technologie de précontrainte par barres en Europe centrale et en Scandinavie, en corrigeant les défauts des armatures antérieures (emploi d'aciers à haute limite élastique et à basse relaxation). L'agrément français est accordé à Dywidag en 1970 (barres $\varnothing 18,6$, $\varnothing 26$, $\varnothing 32$). La limitation d'emploi aux tracés rectilignes restreint son utilisation en France à la précontrainte extérieure et à la précontrainte additionnelle.

La deuxième génération d'armatures (1949 à 1954)

À partir de 1948, la multiplication des chantiers de reconstruction en France amène au développement de câbles plus raides, permettant d'accroître l'effort de précontrainte : par augmentation du diamètre des fils, du nombre de fils et par emploi des premiers torons de précontrainte.

C'est à l'occasion de la construction de deux ponts précontraints – le pont de Saint-Waast à Valenciennes, et le pont Léon-Jouhaux à Lille –, qu'en 1949, la Société technique pour l'utilisation de la précontrainte (STUP) fondée par Eugène Freyssinet, développe un nouveau type de fil. Pour répondre au véritable défi lancé par la hardiesse de ces deux ouvrages, on renonce aux traditionnels fils-machines pour mettre au point des fils tréfilés à haute limite élastique (HLE) de diamètre 7 mm.

Ces nouveaux fils, produits en 1950 par les Tréfileries et Câbleries de Bourg-en-Bresse, présentaient déjà une limite d'élasticité uniformément supérieure à 1 200 MPa, mais avec une forte hétérogénéité. Leur emploi en câbles parallèles de 12 fils posait un second problème : celui de la puissance du vérin de mise en tension. Le vérin modèle 1950, développé par la société STUP et conçu pour travailler avec la pression interne de 60 MPa requise par ces nouveaux fils, s'avéra dangereux au-delà de pressions de 45 MPa, et il fallut adopter une méthodologie particulière sur ces deux chantiers jusqu'au développement d'un nouveau modèle de vérin.

Passé cette phase initiale, le fil $\varnothing 7$ mm et le câble 12 $\varnothing 7$ évincèrent rapidement le fil $\varnothing 5$ dans le domaine de la précontrainte. L'entreprise Boussiron introduisit l'emploi de câbles 18 $\varnothing 7$ ou 30 $\varnothing 7$ mis en tension par torsion, qui atteignaient alors des forces utiles respectives de l'ordre de 60 et 100 tonnes.

Simultanément à la mise au point des fils HLE $\varnothing 7$ mm, le procédé Chalos-GTM (1947) concrétisa l'idée d'un câble de 22 torons, disposés autour d'une chaîne centrale, chaque toron étant formé de 12 fils de $\varnothing 2$ mm. Le toron est censé réduire l'effet mécanique de la rupture d'un fil isolé et donner une rugosité à l'interface câble coulis, favorable au réancrage de l'armature dans sa gaine. Ce procédé est employé dès 1950 sur les ponts de La Genevraye et de Saint-Fons.

**Photo 4 : Le pont de Paris à Beauvais construit en 1952.
Illustration des dispositions technologiques de l'époque :
grand nombre de câbles, sorties de câbles 12 $\varnothing 5$ en extrados**



Vers les travées continues (1954-1965)

Au cours de cette période qui a vu l'augmentation des dimensions des ouvrages et une plus grande variété de modes de construction, le procédé STUP de Freyssinet a continué d'évoluer grâce à de nouveaux progrès, comme l'élaboration des premiers fils $\varnothing 8$ mm (aciéries de Châtillon-Commentry, 1954) et le gain en puissance des vérins. Ces nouveaux fils à haute limite élastique peuvent être réalisés grâce à la trempe à l'huile (et non plus au plomb) des aciers laminés avec traitement thermique de type « revenu ». Le câble à 12 fils parallèles de diamètre 8 mm, d'une capacité de 80 tonnes, supplante au cours des années qui suivent le câble antérieur de 12 $\varnothing 7$ (qui ne peut développer qu'une précontrainte de 62 tonnes).

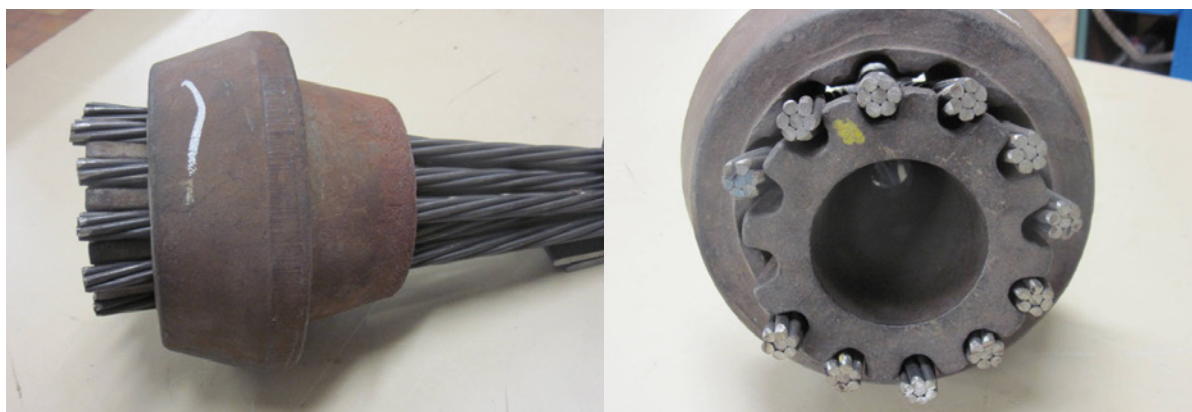
Dans le même temps, le procédé Chalos évolue vers d'autres techniques à base de torons, comme le procédé CO1 de la société SEEE (centrale thermique d'Oujda, 1954-55), qui met en œuvre quatre torons de 7 fils de diamètre 3,6 mm. L'ancrage à clavettes, spécialité de SEEE, apporte un progrès décisif en supprimant pratiquement tout glissement des fils dans l'ancrage. C'est par ce procédé que voient le jour les premiers câbles toronnés CO2 T (c'est-à-dire en « *toron de torons* »), dont la première mise en œuvre a lieu en Guinée, à Conakry.

Photo 5 : Toron CO2 d'un câble à bosse (procédé SEEE)



De son côté, Eugène Freyssinet se méfie du « *toronnage de torons* » qu'il juge dangereux¹, et développe des câbles formés de torons de sept fils assemblés en parallèle. La STUP poursuit ainsi la course à l'augmentation de puissance unitaire des câbles. En 1960, elle commercialise un premier câble de 12 torons parallèles de 7 fils, le câble 12T13, qui sera suivi en 1965 du câble 12T15.

Photo 6 : Le câble à torons 12T13 de Freyssinet avec son ancrage à cônes mâle et femelle



Les autres diamètres (fils de 7 mm) bénéficient des progrès du traitement thermomécanique des aciers, qui ramène la relaxation de l'acier à moins de 5 %, et porte la limite élastique conventionnelle à 1 350 MPa. Le procédé suisse BBR-V (1963) est fondé, notamment, sur la mise en œuvre de câbles 18 $\varnothing 7$ constitués de fils parallèles boutonnés à basse relaxation.

Photo 7 : Un câble à fils boutonnés (parallèles)



¹ Probablement par prudence car il n'en a pas l'expérience. Cependant, par la suite, les torons de torons n'ont pas fait l'objet de développements en précontrainte en France.

Vers des câbles toujours plus puissants

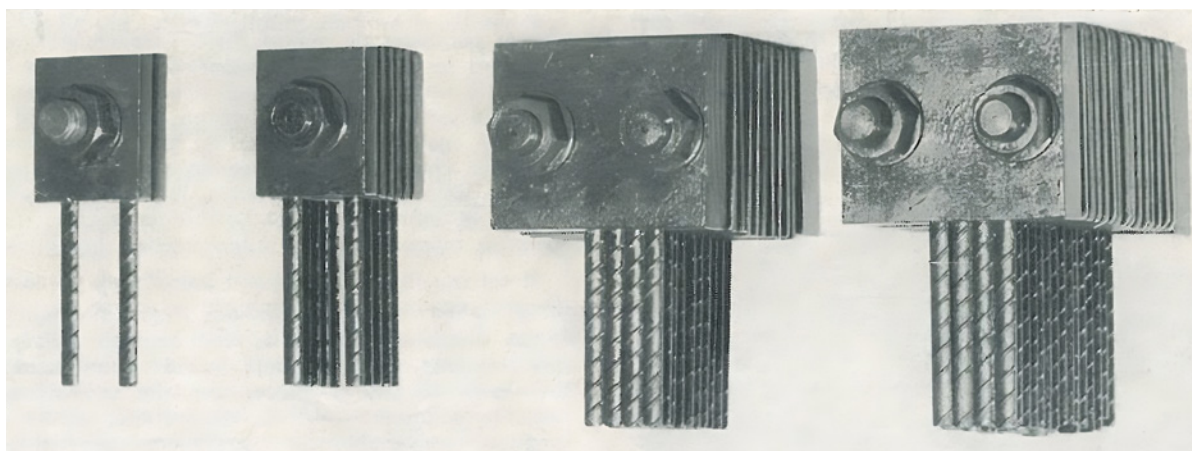
La technique des travées précontraintes formées de voussoirs préfabriqués voit le jour avec la construction du pont de Choisy, en 1964-65. L'emploi de câbles de continuité dans ces ouvrages hyperstatiques est un des moteurs essentiels de l'augmentation de capacité des câbles à compter de cette date : viaduc de Pierre-Bénite (1966), viaduc de l'île d'Oléron (1964-66), pont de Courbevoie, ponts amont et aval du boulevard périphérique de Paris (1964-68), etc.

Ainsi, devant la multiplication des ponts à travées continues, les sidérurgistes développent des câbles de puissance toujours accrue, avec l'agrément, en 1969, des câbles à bosse puis, en 1978, des câbles STUP 19T15 et 55T13.

La précontrainte par grands câbles monotorons remonte en France à la construction du viaduc de Villeneuve-Saint-Georges (1950), où les extrémités des câbles venaient s'épanouir dans un culot en acier moulé rempli d'un alliage plomb-antimoine². Cette technique, largement inspirée des ancrages de ponts suspendus, ne revint à l'étude que quinze ans plus tard, à l'instigation de l'entreprise Baudin-Châteauneuf. La « Société pour l'étude de la précontrainte par câbles à bosses » (aujourd'hui PCB) révisa le principe d'ancrage en introduisant les câbles à bosses, qui sont constitués de torons unitaires (ou « monotorons multicouches ») à nombre de fils élevé (37 fils Ø4,1 mm, 61 fils Ø5 mm). Ces fils sont bloqués aux extrémités entre deux bagues en feuillard. Pour assurer une mise en tension homogène de l'ensemble des fils, le concepteur du procédé a imaginé de créer deux bosses en faisant s'épanouir le toron par pincement (ou flambage) entre deux plaques. Les deux « tulipes » ainsi formées sont ensuite injectées pour constituer deux bosses : la bosse d'ancrage, qui sera mise en butée sur les cales d'about de la poutre, et la bosse de traction, par laquelle le vérin met le toron unitaire en traction. Ce procédé semble avoir été abandonné en 1974, PCB n'ayant pas sollicité le renouvellement de l'agrément. Les monotorons sont aujourd'hui utilisés exclusivement comme suspentes et haubans.

Le procédé suisse BBR-V et le procédé Boussiron (diffusé depuis 1963 par la Cipec), donnent naissance au système de précontrainte BBR-B, qui, comme ses prédécesseurs, consiste à ancrer un par un des fils Ø7 à haute résistance contre une pièce métallique au moyen de « boutons » formés à froid. Ainsi, le blocage du fil en tête n'altère ni sa dureté, ni son allongement à rupture. Par ce moyen, on forme des câbles à nombre élevé de fils. Les plus courants dans les ponts sont le câble boutonné 30 Ø7 (effort capable de 170 tonnes) et le câble 54 Ø7 (300 tonnes). Ce procédé a été employé entre autres au stade de glace de Grenoble (1966), à la préfecture de Cergy-Pontoise (1969), aux viaducs de Roquebrune (1969) et de Caronte (1971).

Photo 8 : Ancrages boulonnés type SFP, avec fils Sigma Oval



2 Il s'agissait pour l'occasion de précontrainte extérieure. cf. H. Lossier, *Le pont sur la Seine à Villeneuve-Saint-Georges, Travaux*, août 1950, pp. 327-329.

Le procédé allemand KA, agréé en 1967 par le ministère de l'Équipement, reposait sur l'emploi de fils plats nervurés parallèles, dits également « *Sigma Oval* ». Ces fils à section elliptique (environ $4,2 \times 11,8 \text{ mm} = 39 \text{ mm}^2$), rangés par nappe de un, deux ou quatre fils, sont logés dans des gaines en feuillard ou dans des tubes, et ancrés par des plaques de serrage boulonnées. Le principe était d'empêcher tout déplacement relatif des fils grâce à la résistance au cisaillement des plaques d'ancrage formant une tête de câble quasi rigide. Ce système, conçu à l'origine pour la prétension, a aussi été employé sur de nombreux VIPP en France dans les années 1970. Toutefois le traitement employé pour l'acier des fils, et notamment les microfissures consécutives à l'impression des crans ou nervures, s'est avéré néfaste vis-à-vis de la corrosion fissurante sous tension.

La technique de l'ancrage par clavettes est aujourd'hui d'emploi exclusif chez tous les constructeurs. Les différences portent sur la géométrie des clavettes et leur nombre de brins.

Photo 9 : Fils « *Sigma Oval* » du procédé KA



Photo 10 : Ancrage à clavettes d'un câble Freyssinet 12T13 du début des années 1980



Aujourd'hui, la tendance est à l'accroissement de la tension des câbles et au développement des techniques de mise en tension. Par exemple, le système VSL met en œuvre un vérin double effet pour réaliser le serrage individuel des torons T12.5, T12.9, T15.2 et T15.

Les câbles monotorons gainés graissés ou gainés cirés peuvent être utilisés en réparation.

Les fils (essentiellement de diamètre 8 mm) sont désormais d'un emploi plus rare.

2.2.3 – PROCÉDÉS DE PRÉCONTRAINTÉ

Un procédé de précontrainte, encore appelé système ou kit de précontrainte, est un ensemble de composants tels qu'une armature de précontrainte, un ancrage, un coupleur, un conduit, un déviateur, une armature de frettage ou un accessoire particulier permettant d'introduire de la précontrainte dans une structure. On entend par « *accessoire* » un composant supplémentaire destiné à faciliter la pose, la mise en tension et l'injection des conduits, tel qu'évents et purges de conduits, dispositifs spécifiques de support des câbles, capots temporaires ou permanents au niveau des ancrages et des coupleurs, manchons de raccordement entre tronçons/sections de gaine ou entre gaines et ancrages, etc.

Pour assurer la continuité d'une unité de précontrainte au droit d'une reprise de bétonnage en phases constructives, des coupleurs sont parfois utilisés. Comme leur mise en œuvre est très délicate, ils peuvent être à l'origine de pathologies spécifiques.

Il existe une grande variété de procédés de précontrainte fabriqués et diffusés par des entreprises distributrices de précontrainte.

À partir de 1965, avec la création de la Commission permanente du béton précontraint, le ministère chargé des Travaux publics a commencé à encadrer les détenteurs de procédés de précontrainte qui avaient jusqu'alors bénéficié d'une grande liberté. Chargée d'instruire les demandes d'agrément des procédés de précontrainte et des dispositifs d'ancrage des armatures de précontrainte, elle a été remplacée par la Commission interministérielle de la précontrainte (CIP) en 1984.

La constitution des armatures, des ancrages, la nature des conduits et le mode de mise en tension ont fait l'objet de procédés autorisés soumis à différentes procédures. De 1965 à 2006, date de dissolution de la CIP, ces commissions étaient donc chargées de délivrer un agrément valable sur le territoire français.

Depuis, la réglementation européenne se met en place, et l'ASQPE (Association pour la qualification de la précontrainte et des équipements des ouvrages de bâtiment et de génie civil) a succédé à la CIP. L'ASQPE a établi un règlement de certification lui permettant d'attribuer le marquage CE aux entreprises détentrices d'un procédé bénéficiant d'un agrément technique européen (ATE) délivré par un organisme d'agrément notifié (ONA) par l'EOTA « *European Organisation for Technical Approval* » selon l'ETAG 013 « *European Technical Approval Guideline of Post-Tensioning Kits for Prestressing of Structures* ».

Le certificat de conformité CE a pour objet d'attester que les composants d'un procédé de précontrainte bénéficiant d'un ATE :

- sont conformes aux stipulations relatives aux caractéristiques géométriques, mécaniques et technologiques définies par l'ATE ;
- résultent d'une fabrication dont la qualité est contrôlée suivant les dispositions de l'ETAG 013 et du règlement de certification de l'ASQPE.

Depuis le 1^{er} juillet 2013 et l'entrée en vigueur du RPC (règlement produits de construction) en remplacement de la DPC (directive produits de construction), les ETE (évaluations techniques européennes) remplacent les ATE (agréments techniques européens).

Les modalités de délivrance des ETE sont différentes de celles des ATE et visent à réduire les coûts et à améliorer la transparence. En particulier, les ETE sont désormais délivrées sur la base de « *documents d'évaluation européens* » ayant le statut de spécifications techniques européennes harmonisées et sont publiées au Journal officiel de l'Union européenne.

Nota : pour les procédés anciens, les agréments sont disponibles sur le site <https://piles.cerema.fr>.

2.2.4 – PROTECTION

La protection des armatures de précontrainte contre la corrosion constitue un facteur de durabilité important. La connaissance de la nature de la protection est donc un élément essentiel de celle de l'ouvrage et des pathologies qu'il est susceptible de présenter.

Historiquement, les premières armatures de précontrainte étaient entourées de gaines en papier épais, plus ou moins enduit de bitume (guipage), successivement remplacées par des tubes rigides en métal (de type chauffage) et des gaines de feuillards, qui sont actuellement les plus employées pour la précontrainte intérieure.

Le plus souvent, la protection des câbles longitudinaux dans les conduits est assurée par un coulis de ciment et plus rarement par des graisses. L'utilisation de cire pétrolière est réservée à la précontrainte extérieure.

La nature exacte du coulis est un élément à connaître, des pathologies spécifiques mettant en cause la qualité des produits d'injection étant apparues, qui sont décrites ci-après.

Suite à ces constats, et depuis 1999, tout nouveau coulis de ciment se présentant sur le marché fait l'objet d'essais de qualification et de performance, visant certaines de ses caractéristiques telles que le taux d'exsudation, etc. Des essais de convenance sont préconisés pour valider sur site les conditions de mise en œuvre.

L'ASQPE a établi un règlement de certification lui permettant d'attribuer le marquage CE aux sociétés fabriquant un coulis spécial ou produit souple (cire, graisse). Les coulis ont été suivis par la CIP puis soumis à un agrément technique européen (ATE).

Depuis les années 1980 sont apparus les torons « *gainés graissés* » ou « *gainés cirés* » permettant de mettre en œuvre des armatures protégées dès leur fabrication. Ils sont plutôt utilisés en précontrainte transversale et très rarement en précontrainte longitudinale. Ils peuvent toutefois être employés dans une gaine générale injectée au coulis de ciment avant leur mise en tension.

Enfin, la protection des ancrages des armatures de précontrainte est réalisée soit par un capot métallique injecté (pour les ouvrages les plus récents), sur lequel doit être appliqué un système anticorrosion, soit par un béton de « cachetage » coulé après la mise en tension.

2.3 – PRÉCONTRAINTÉ PAR POST-TENSION, PAR PRÉCONTRAINTÉ EXTÉRIURE

2.3.1 – PRINCIPES

La technique de la précontrainte extérieure qui consiste à disposer les armatures de précontrainte à l'extérieur du béton est très répandue en France. Elle est utilisée pour la précontrainte longitudinale des grands ouvrages neufs, mais également pour réparer ou renforcer des structures. Dans le cadre d'une réparation ou d'un renforcement, la précontrainte extérieure longitudinale est appelée « *précontrainte additionnelle* ».

La précontrainte longitudinale extérieure est dite « *totale* » si la totalité des câbles est extérieure au béton ou « *mixte* » lorsque certains câbles sont intérieurs au béton et d'autres sont extérieurs.

Les câbles peuvent être placés à l'intérieur de la structure (cas des caissons) ou à l'extérieur (cas des ponts à poutres).

Photo 11 : Précontrainte extérieure longitudinale à l'intérieur de la structure



Photo 12 : Précontrainte extérieure longitudinale à l'extérieur de la structure



Dans le cas de la réparation ou du renforcement des structures, la technique est également utilisée pour assurer une précontrainte transversale.

Nota : le terme de « précontrainte transversale » est utilisé indifféremment pour les précontraintes verticales et les précontraintes horizontales dans le sens transversal à l'ouvrage.

Photo 13 : Précontrainte transversale (verticale) additionnelle à l'intérieur de la structure



Photo 14 : Précontrainte transversale (verticale et horizontale) additionnelle à l'extérieur de la structure



Photo 15 : Dispositif antivibratoire sur une précontrainte extérieure de poutre-caisson

Le tracé des câbles est rectiligne entre deux déviateurs ou massifs d'ancrage. Lorsque la longueur libre des câbles entre deux déviateurs est importante, il est nécessaire de prévoir des dispositifs antivibratoires.



2.3.2 – HISTORIQUE

Quatre ouvrages à précontrainte extérieure ont été construits en France au début des années 1950 : les ponts de Villeneuve-Saint-Georges, Vaux-sur-Seine, Port-à-Binson et Can Bia.

Du fait d'une protection des câbles parfois insuffisante, ces ouvrages ont connu des fortunes diverses. Le pont de Can Bia a dû être démoli à cause de la corrosion avancée de ses câbles et ceux du pont de Vaux-sur-Seine ont dû être remplacés.

Photo 16 : Pont de Villeneuve-Saint-Georges



Photo 17 : Pont de Port-à-Binson



La technique a été ensuite supplantée par la précontrainte intérieure pendant trois décennies mais a trouvé un nouveau champ d'application à partir des années 1970 avec la réparation d'ouvrages en béton précontraint. En effet, plusieurs dizaines de grands ponts en France, insuffisamment précontraints au moment de leur construction du fait de la mauvaise connaissance de certains phénomènes (fluage, relaxation, gradient thermique, etc.), ont dû être réparés par des câbles nécessairement extérieurs au béton.

Ce sont les progrès technologiques rendus nécessaires par ces applications dans le domaine de la réparation qui ont permis de relancer l'idée de la précontrainte extérieure pour les ouvrages neufs.

La précontrainte extérieure a dès lors connu, depuis les années 1980, un remarquable essor en France et dans le monde et elle est aujourd'hui employée systématiquement pour les ouvrages en béton précontraint de grande portée.

Pour plus d'informations, le lecteur est invité à se reporter au chapitre 1.1 du document *Précontrainte extérieure*, Setra, février 1990 [22].

2.3.3 – AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DE LA TECHNIQUE

La technique de la précontrainte extérieure présente plusieurs avantages par rapport à la précontrainte intérieure au béton :

- amélioration des conditions de bétonnage ;
- simplification du tracé de câblage et diminution des pertes par frottement ;
- amélioration des conditions d'injection ;
- possibilité de remplacer un câble endommagé ;
- allègement des structures ;
- simplification de la surveillance et de l'auscultation.

Cependant, cette technique, du fait d'une exposition aux agressions de toute nature, présente quelques inconvénients et particularités à connaître pour la surveillance :

- dégradation dans le temps des gaines ;
- sensibilité au feu d'un câble extérieur ;
- risque pour les personnes à proximité en cas de rupture d'un câble dégradé.

Photo 18 : Gaine d'un câble de précontrainte extérieure dans un caisson entièrement fondu suite à un incendie lié à une occupation de l'ouvrage



2.3.4 – CÂBLES ET BARRES

La précontrainte longitudinale extérieure est réalisée au moyen de câbles constitués de torons, voire de fils pour les ouvrages les plus anciens. Les procédés utilisés sont semblables à ceux utilisés en précontrainte intérieure mais les unités sont plus importantes.

La précontrainte transversale extérieure de réparation peut être réalisée au moyen de torons ou de barres de précontrainte.

2.3.5 – PROTECTION DES CÂBLES ET BARRES

Différents types de protection des câbles et barres se rencontrent en France :

- peinture de bitume pour les ouvrages des années 1950 ;
- coulis de ciment au contact des armatures dans une gaine générale ;
- cire ou graisse dans une gaine générale ;
- torons individuellement protégés par gaine PEHD ;
- torons individuellement protégés par gaine PEHD dans une gaine PEHD générale injectée au coulis de ciment ;
- galvanisation.

Pour les barres, dans le cas de la réparation, il convient de mentionner également quelques exemples d'utilisation de barres en acier inoxydable sans autre protection.

Compte tenu de désordres observés (voir annexe 1), la protection par coulis de ciment au contact des armatures, qui était précédemment le système le plus répandu, a été quasiment abandonnée en France pour la précontrainte extérieure depuis la publication de la circulaire n° 2001-16 du 28 février 2001 [12] au profit de la protection par cire.

Remarque : les ATE relatifs aux procédés de précontrainte couvrent le caractère géométrique des tubes mais pas leurs performances mécaniques ou physico-chimiques. En France, depuis 2008, le Fascicule 65 impose le marquage NF 114 et l'utilisation de tubes de groupes 2 ou 4 avec les performances associées.

2.3.6 – CARACTÈRES PARTICULIERS

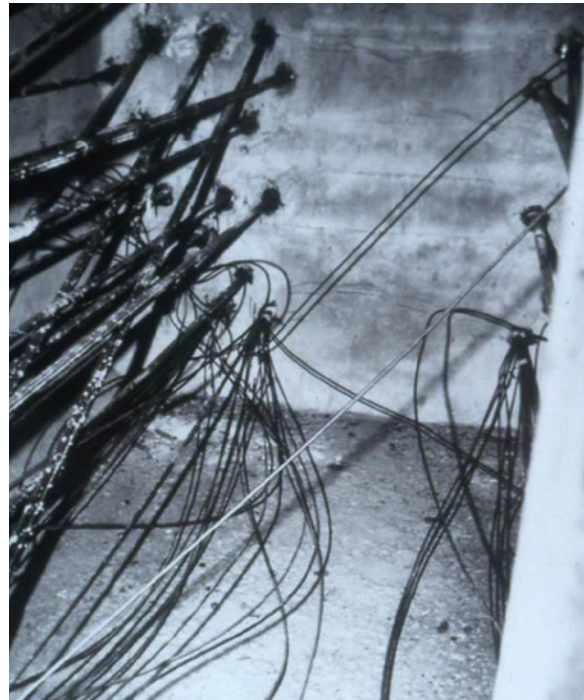
Le démontage de câbles extérieurs est toujours une opération délicate nécessitant études et investigations préalables poussées. Cette opération est encore plus complexe lorsque la démontabilité des câbles n'a pas été prise en compte lors de la conception, ce qui est le cas des premiers ouvrages à précontrainte extérieure.

S'il est toujours possible de démonter un câble extérieur, il faut parfois engager des travaux de transformation importants pour le remonter. Idéalement, cette situation a été étudiée lors de la conception et l'étude de démontabilité fait alors partie du dossier d'ouvrage.

Les dispositions qui facilitent la démontabilité des câbles sont, notamment :

- des accès faciles des personnes et matériels aux zones précontraintes (volumes intérieurs, zones d'ancrage) ;
- un tracé compatible assurant l'intégrité de l'ouvrage pendant le démontage (tracé symétrique, forces unitaires pas trop importantes, etc.) ;
- un double tubage (avec extrémités en trompettes) au droit des dispositifs de déviation ;
- une injection avec un produit souple ;
- la démontabilité des ancrages et l'état des pièces (les pièces métalliques des dispositifs de déviation doivent avoir reçu une protection adaptée à l'origine, de manière à ne pas être trop corrodées).

Photo 19 : Pont des années 1950 comportant de nombreux câbles extérieurs non démontables



2.4 – PRÉCONTRAINTE EXTRADOSSÉE

La « *précontrainte extradossée* » peut être considérée comme un cas particulier de précontrainte extérieure où le tracé des câbles n'est plus contraint par les lignes d'extrados (et, le cas échéant d'intrados). La précontrainte est dès lors très optimisée. En contrepartie, des déviateurs sont à réaliser au-dessus ou au-dessous du tablier, mais ils contribuent aussi aux effets esthétiques recherchés.

On peut également considérer la précontrainte extradossée comme un cas particulier de haubannage très surbaissé.

Cette technique est peu développée en France.

Au demeurant, les technologies appliquées et les conditions de calcul (tension initiale des câbles) s'inspirent des deux techniques : les premiers concepteurs ont adopté une règle prudente en retenant une tension initiale intermédiaire entre le haubannage et la précontrainte traditionnelle. Cette règle tient compte du fait que les sollicitations de fatigue des câbles sont plus faibles que pour les ponts à haubans, en raison de la plus grande rigidité des tabliers.

Photo 20 : Pont à précontrainte extradossée



Il n'existe pas de pathologies connues spécifiques à ce type d'ouvrage. Outre les parties en béton précontraint couvertes par ce guide, la surveillance et l'entretien devraient considérer les règles proposées pour les ponts à haubans précontraints (Fascicule 34-2).

3 – BÉTONS UTILISÉS EN BÉTON PRÉCONTRAIT

3.1 – GÉNÉRALITÉS

De nombreux livres ou articles de revues ou de colloques traitent des ouvrages en béton précontraint du point de vue du calcul, des règlements ou encore de la technologie de la précontrainte. La littérature se fait plus rare quand il s'agit de retracer l'évolution du matériau « béton ».

Les ouvrages en béton précontraint ont bénéficié dès l'origine de bétons de haute qualité, tant en ce qui concerne la formulation que la mise en œuvre. Ces bétons ont également fait l'objet de nombreuses évolutions. Les ouvrages précontraints dont les pathologies sont exclusivement le fait de la qualité intrinsèque du matériau béton sont rares (réactions de gonflement, carbonatation, vieillissement accéléré, etc.), mais en tout état de cause, la qualité et la mise en œuvre du béton influent sur le développement et la gravité des autres pathologies présentées par les ouvrages précontraints. C'est plutôt la méconnaissance de la rhéologie du matériau béton qui est à l'origine de très nombreuses pathologies et qui est toujours, aujourd'hui, un sujet de recherche. La bibliographie sur laquelle s'appuie ce bref historique est présentée à la fin du document.

3.2 – RÉSISTANCE

Les modes opératoires des essais en compression ont bien sûr évolué au cours du temps et notamment l'âge (90 jours puis 28 jours), la forme (cube ou cylindre) et la dimension des éprouvettes. Pour pouvoir comparer les valeurs de résistance et se les approprier, les résistances utilisées dans ce document correspondent à des résistances mesurées sur cylindres à 28 jours, sauf mention explicite.

Eugène Freyssinet, dans « Idées et voies nouvelles », publié dans *Revue et Travaux* de janvier 1933, considérait que les futurs bétons utilisés pour les ouvrages précontraints présenteraient des résistances très élevées (supérieures à 100 MPa), une déformabilité faible et constante et un durcissement très rapide.

L'amélioration des résistances du béton devait permettre d'optimiser encore la conception des structures. La déformabilité faible et constante souhaitée par Eugène Freyssinet faisait suite aux déformations différées du béton (notamment le fluage) déjà constatées. Enfin, le durcissement très rapide était nécessaire pour mettre en tension les câbles le plus rapidement possible. Il s'ensuivit alors une course à la résistance et il semble que l'on pensait alors qu'une formulation donnant un béton à résistance très élevée permettrait de répondre à toutes ces exigences.

Enfin, si la vibration du béton est une procédure implicite et banale aujourd'hui, il n'en a pas toujours été ainsi. Cependant, sous l'impulsion d'Eugène Freyssinet et au contraire du béton armé, les bétons destinés à subir une précontrainte ont fait l'objet de procédés de vibrations quasiment dès les premières applications afin de garantir la résistance élevée attendue. Les méthodes de vibrations pouvaient utiliser des vibrateurs extérieurs (poutres, coffrages) ou des vibrateurs internes plus couramment utilisés aujourd'hui.

3.3 – FORMULATIONS

3.3.1 – BÉTONS LES PLUS FRÉQUEMMENT UTILISÉS

Dans les années 1940 et 1950, les bétons étaient formulés avec des ciments CPA 250-315 ou 210-325 (environ 32 MPa à 28 jours) voire CPA 400 (40 MPa à 28 jours) dosés à 400 kg/m³. Les granulats avaient des origines diverses et variées puisque les matériaux locaux étaient employés. Les adjuvants n'étaient pas encore utilisés. Notons que les ciments alumineux ont été interdits dès 1943 (pour le béton armé ou précontraint).

L'annexe n° 1 de la circulaire du 26 octobre 1953 indique qu'un « *béton pour béton précontraint doit être un béton de haute qualité, à résistance élevée et faible déformabilité* ». Les valeurs courantes indiquées sont comprises entre 35 et 40 MPa à 90 jours.

Dans les années 1960, certains bétons étaient composés avec un ciment Portland à haute résistance initiale (HRI) 315/400 (40 MPa à 28 jours) dosé à 400 kg/m³ et même jusqu'à 425 kg/m³, notamment sous l'impulsion de Fernand Dumas [54] [55]. L'emploi d'un plastifiant (le Plastocrète) permettait déjà d'optimiser la quantité d'eau de gâchage. Pour autant, si les performances maximales du béton ont été améliorées, les résistances moyennes en compression étaient de l'ordre de 45 MPa, ce qui ne constituait pas une grande amélioration.

Toutefois, à partir de 1965 (circulaire n° 44 du 12/08/1965), une instruction provisoire du ministère de l'Équipement et du logement a prescrit 400 kg de CPA 325, garanti sans chlore.

Des ouvrages peuvent avoir été construits avec du CPA 400 car le fascicule l'autorisait « *moyennant des précautions d'exécution dues à la plus grande tendance à la fissuration des bétons fabriqués avec lui* ». Il semble toutefois que les ouvrages construits entre 1965 et 1975 l'aient été majoritairement avec du CPA 325.

À partir des années 1973-75, le béton pour ouvrage précontraint a principalement été formulé avec du CPA55 (ou CPA 55R), dosé à 400 kg/m³ de béton, puis le CCTG a imposé la teneur maximale d'ions chlore à 0,15 % du volume de ciment. La résistance « nominale » à 28 jours exigée était de 35 MPa. Les résistances atteintes par ces bétons étaient couramment supérieures à 45 MPa à 28 jours. L'objectif visé par ces formulations était une mise en tension la plus précoce possible. Les règlements de l'époque avaient introduit les éprouvettes d'information à sept jours ou beaucoup moins (48 heures pour les ouvrages construits de façon « industrielle »). Aussi les entreprises souhaitent-elles que le béton ait une résistance suffisante pour une mise en tension la plus précoce possible.

3.3.2 – BÉTONS LÉGERS

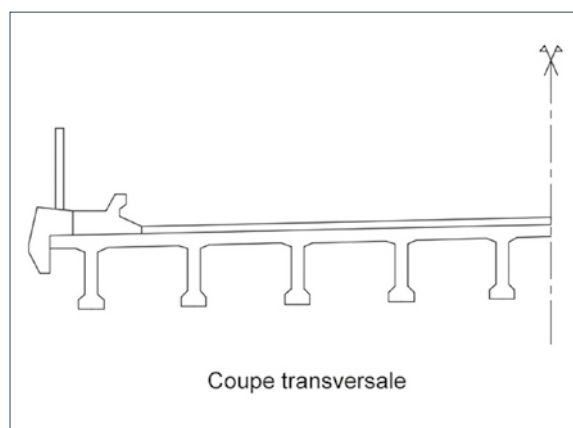
Les bétons légers (masse volumique inférieure à 1,8 t/m³ environ) font leur apparition dans les années 1960 mais sont peu utilisés dans les ouvrages précontraints en France. Par exemple, le pont d'Ottmarsheim, pont-caisson en béton précontraint construit entre 1977 et 1979, est en partie composé de voussoirs en béton léger (LE400). Les deux formules de béton utilisées pour la réalisation des voussoirs (béton E400 et béton LE400) contiennent du ciment CPA55R. Les résistances « nominales » exigées à 28 jours étaient de 35 MPa (E400) et 32 MPa (LE400).

3.3.3 – BÉTONS HAUTES PERFORMANCES ET BFUP

Les bétons hautes performances (BHP) font leur apparition dans les années 1980. Leurs caractéristiques exceptionnelles, en termes de résistance au jeune âge ou de résistance caractéristique (supérieure à 45 MPa), se prêtent parfaitement à une utilisation dans des ouvrages précontraints. Les BHP sont principalement formulés avec du ciment CEM I 52,5 (N ou R). Le squelette granulaire est optimisé en employant notamment des fumées de silice. En France, le pont de Normandie, construit entre 1993 et 1995, et celui de l'île de Ré, construit entre 1986 et 1988, illustrent les possibilités offertes par les BHP précontraints. Le BHP utilisé était un B60.

L'utilisation de béton toujours plus performant permet d'envisager de construire des structures précontraintes avec du béton fibré ultraperformant (BFUP). Il s'agit d'un matériau composé d'une très grande quantité de ciment (de 700 à 1 000 kg/m³ d'un CEM I très performant), d'un superplastifiant réducteur d'eau fortement dosé, de fumées de silice et de fibres métalliques (de 150 à 250 kg/m³). Les résistances mécaniques en compression obtenues sont supérieures à 150 MPa. Outre la durabilité, ces matériaux permettent d'accroître les efforts de précontrainte que la structure peut supporter, mais également d'optimiser la conception des ouvrages (tablier affiné). En France, quelques ponts et passerelles ont été réalisés à partir de BFUP.

Figure 1 : Demi-coupe transversale d'un tablier à poutres Pi en BFUP à Bourg-lès-Valence



4 – PARTICULARITÉS DU COMPORTEMENT DANS LE TEMPS

4.1 – À PROPOS DU MODE DE FONCTIONNEMENT

Les ouvrages sont le plus souvent précontraints uniquement dans la direction longitudinale. Dans le sens transversal, ces ouvrages fonctionnent souvent en béton armé.

À la différence d'autres types de structures, les ouvrages en béton précontraint intègrent une « réserve de compression » à vide, nécessaire pour garantir l'intégrité du matériau « béton précontraint » sous toutes les sollicitations.

Mais l'évolution dans le temps, en service, peut diminuer cette réserve pour différentes raisons : relaxation des armatures, fluage du béton, autres pertes différées, redistributions d'efforts, etc., et les charges d'exploitation cumulées avec les effets thermiques (gradients thermiques) peuvent alors faire apparaître des tractions, éventuellement génératrices de fissurations dommageables pour la structure et en particulier pour l'intégrité des câbles qui les traversent.

Cette évolution dans le temps peut aussi conduire, suivant l'état de contrainte à vide dans la structure, à une déformation de l'ouvrage vers le haut liée au fluage du béton (pour un tablier isostatique), ce qui est à l'inverse des structures en béton armé.

On pourra se reporter à l'annexe 4 du présent guide pour la compréhension des effets différés et des effets thermiques qui affectent le fonctionnement des ouvrages précontraints.

Enfin, compte tenu des efforts transmis par les câbles, les zones d'introduction de la précontrainte sont le siège de phénomènes de diffusion et d'entraînement. Une mauvaise maîtrise de la conception ou de l'exécution peut entraîner l'apparition de fissurations spécifiques, notamment lors de la mise en tension ou au jeune âge lorsque la précontrainte est maximale et la résistance du béton minimale.

4.2 – MODES DE CONSTRUCTION

Les modalités de construction – construction sur cintre en une seule fois, construction par phases successives – régissent le comportement dans le temps d'un ouvrage précontraint. Aussi la connaissance du mode et de la cinématique de construction est-elle indispensable à la compréhension du fonctionnement et de l'évolution dans le temps d'un ouvrage précontraint.

Par « cinématique de construction », on entend l'ordre d'assemblage et de coulage des éléments, les dates d'assemblage (clavage) et/ou de réalisation (coulage, décintrement et mises en tension) respectives des différentes parties d'ouvrage ainsi que la ou les date(s) d'injection des câbles.

L'annexe 3 donne des indications sur les différents modes de construction pratiqués depuis l'avènement de la précontrainte.

Les structures en béton précontraint sont soumises à des effets différés de retrait et de fluage. Selon la nature des matériaux, la cinématique de construction des différentes parties et le mode d'assemblage entre elles, ces effets provoquent des déformations, qui évoluent dans le temps (y compris durant la construction), de même que les efforts de redistribution correspondants s'ils sont bridés (ouvrages hyperstatiques).

Alors que les structures en béton armé de petites dimensions, au demeurant souvent réalisées en une seule phase, sont assez peu sensibles à ces effets, dans le domaine des ponts en béton précontraint, et plus particulièrement des grands ouvrages construits par phases successives, la méthode de construction conditionne la conception, le calcul et le mode de fonctionnement de ces structures, c'est-à-dire la vie de l'ouvrage.

Ainsi, les effets de certaines déformations peuvent apparaître au-delà de dix ans.

Par ailleurs, l'expérience montre que l'apparition mal maîtrisée – à la conception ou à la réalisation – des déformations peut aussi entraîner une gêne à l'exploitation (profil en long) et parfois inciter à des rechargements intempestifs des couches de roulement pour les masquer.

Il est donc indispensable de connaître les méthodes de construction pour assurer dans de bonnes conditions la surveillance, l'entretien et, s'il y a lieu, la réparation.

Photo 21 : Ouvrage construit par encorbellements successifs



Quand le dossier de l'ouvrage ne donne pas de renseignements sur la méthode de construction, il est possible de déterminer au moins le principe (poussage, encorbellements, haubannage provisoire, etc.) à partir des éléments développés en annexe 3 et des incidences du procédé d'exécution développées dans le chapitre 2. Toutefois, l'expertise complète d'un ouvrage « phasé » nécessitera la connaissance relativement détaillée du processus de construction.

4.3 – ÉVOLUTION DES CLAUSES RÉGLEMENTAIRES/NORMATIVES

Le comportement dans le temps des ouvrages précontraints n'a pas toujours été abordé de façon exhaustive ou homogène dans les différents règlements qui se sont succédé. La connaissance des règles utilisées donne alors un indice sur les types de pathologies à rechercher.

Avant les années 1950, en l'absence de règles de calcul officielles, chaque bureau d'études spécialisé utilisait ses propres règles.

Par la suite, du fait du dynamisme de ce mode de construction, la codification du calcul a connu de très nombreuses évolutions prenant en compte les progrès des technologies et des connaissances scientifiques et elle s'est stabilisée à partir de 1983 (BPEL).

Ainsi, plusieurs règlements de calcul ou circulaires se sont succédé sur une période très courte, certains de ces textes ayant eu des périodes de coexistence :

- Circulaire n° 141 du 26 octobre 1953 : *Instructions provisoires relatives à l'emploi du béton précontraint*
- Circulaire n° 44 du 12 août 1965 : *IP 1 – Instruction provisoire n° 1 relative à l'emploi du béton précontraint*
- Circulaire n° 73-153 du 13 août 1973 : *IP 2 – Instruction provisoire n° 2 relative à l'emploi du béton précontraint*
- Circulaire du 2 avril 1975 : *Précisions et prescriptions à insérer dans les CPS (portant modification de l'IP1)*
- Circulaire du 8 octobre 1983 : *BPEL 83 – Fascicule n° 62 titre I section II*
- Circulaire n° 92-57 du 30 décembre 1992 : *BPEL 91 – Fascicule n° 62 titre I section II*
- Circulaire n° 99-28 du 6 avril 1999 modifiant le BPEL91 : *BPEL 91 modifié 99 – Fascicule n° 62 Titre I section II*
- Norme NF EN 1992-1-1 : *Calcul des structures en béton et son annexe nationale*
- Norme NF EN 1992-2 et norme NF EN 1992-2/NA : *Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives*

Il est à noter que l'*Instruction provisoire n° 2* a été très peu utilisée en conception d'ouvrages précontraints, mais que certaines de ses parties (notamment relatives à la diffusion et aux calculs de retrait et du fluage) étaient appliquées conjointement avec l'IP1 sur une courte période juste avant la mise en application du BPEL.

La prise en compte des effets différés et des conséquences correspondantes sur les ouvrages construits par phases n'a été introduite qu'à partir de l'IP2, mais à défaut de l'utilisation de l'IP2, la circulaire du 2 avril 1975 donnait des indications simplifiées mais néanmoins suffisamment efficaces pour la prise en compte des redistributions d'efforts dues aux déformations différées gênées par fluage.

Les règlements de 1953 et 1965 (IP1) n'autorisaient pas, en principe, de traction dans le béton en exploitation. Cependant, certains ouvrages courants coulés en place ont pu être dimensionnés en acceptant une très légère traction en fibre inférieure (de l'ordre d'1 MPa) sous des combinaisons spécifiques (par exemple au passage de convois exceptionnels, de charges militaires, sous l'effet de tassements aléatoires, etc.) non prévues par l'IP1 et sous réserve de la mise en œuvre d'une quantité d'armatures minimale. Les ouvrages du réseau concédé ont souvent été réalisés suivant ces principes. À l'inverse, d'autres bureaux d'études prévoyaient une réserve de compression.

Le BPEL 83 (puis les versions de 1991 et 1999) a ensuite introduit la notion de « classes de précontrainte ». Sous combinaisons « rares », les tractions dans le béton n'étaient pas autorisées pour un ouvrage de classe 1. Elles étaient autorisées mais limitées en classe 2 qui était la classe la plus utilisée, ce qui n'implique pas nécessairement l'apparition (c'est-à-dire la visibilité) de fissures de traction.

L'utilisation de la classe 3 (fissuration maîtrisée, précontrainte partielle) en flexion longitudinale a été très marginale en France (quelques ponts-dalles sur l'A28). Par contre, en précontrainte transversale des hourdis, la classe 3 a été plus fréquemment utilisée. Son utilisation en réparation ou pour les justifications en mode dégradé a parfois été évoquée mais nécessite des développements et des précautions qui sortent du cadre de ce guide.

Aux Eurocodes, les classes de justification n'existent plus. Les critères de dimensionnement sont la limitation de l'ouverture des fissures et la non-décompression du béton sous la combinaison d'actions appropriée ; pour les ponts, le dimensionnement qui en résulte est en général très proche de celui obtenu pour la classe 2 du BPEL.

Des limitations de la compression du béton sous certaines combinaisons d'actions ont été évoquées dans tous les règlements.

4.4 – VULNÉRABILITÉ - ACTION DE L'EAU

Les armatures de précontrainte sont utilisées à des contraintes bien plus élevées que les aciers de béton armé. Elles sont donc réalisées à partir d'aciers à haute résistance connus pour leur sensibilité à la corrosion sous tension et à la fragilisation par l'hydrogène particulièrement en présence de chlorures.

Ainsi, un des risques les plus graves présentés par les ouvrages en béton précontraint est celui de la corrosion des armatures de précontrainte par cheminement de l'eau (Photo 22 et Photo 23), qui est en principe lié à des défauts de protection des câbles (injection imparfaite, comportement du produit de protection, cachetage) et/ou à la configuration des câbles et des zones d'ancrage (câbles relevés débouchant en hourdis supérieur) et/ou à un environnement agressif. Les défauts d'étanchéité et d'assainissement accentuent ce problème.

Les ouvrages conçus avec des sorties de câbles en extradados sont particulièrement vulnérables. Ceci concerne une large gamme d'ouvrages antérieurs aux années 1980 (VIPP, ponts construits en encorbellements successifs, certains ponts-dalles de grande longueur ou construits par phases, etc.). On peut également citer le cas des ponts dont le hourdis est précontraint par des câbles disposés dans des rainures.

Photo 22 : Conduits non injectés et câbles corrodés



Photo 23 : Conduit non injecté et câble graissé



5 – REVUE DES PRINCIPAUX TYPES D'OUVRAGES PRÉCONTRAINS

5.1 – GAMMES DE PORTÉES

Les tableaux ci-dessous permettent de situer la gamme d'emploi des ponts en béton précontraint. Ces ouvrages ont un spectre d'utilisation très large depuis les moyennes portées jusqu'aux grandes portées des ouvrages à haubans.

| 5 m - 25 m | 25 m - 35 m | 35 m - 55 m | 55 m - 100 m | 100 m - 250 m | > 250 m |
|---|--|--------------------------------|---|---|------------------------|
| Pont-dalles (PSIDP), PRAD Poutres accolées formant une dalle | Ponts-dalles à nervures (hauteur variable ou constante, une ou plusieurs nervures) VIPP | VIPP Ponts-caissons poussés | Caissons construits par encorbellements (hauteur variable ou constante) | Caissons construits par encorbellements successifs de hauteur variable Ponts à haubans | Ouvrages exceptionnels |

Les « frontières » entre mode de construction ne sont pas strictes. Par exemple il peut exister des ponts à poutres de plus grande portée. En outre, certains procédés de lançage (haubanages, cintres auto-lanceurs, etc.) permettent d'élargir les gammes d'emplois de certaines structures.

5.2 – PONTS-DALLES

Ce type de structure réalisé par post-tension, de forme et de coffrages simples, a permis de standardiser la construction de tabliers de faible épaisseur à grande échelle. Il a aussi été utilisé pour la réalisation de formes complexes (ponts biais, ponts courbes, etc.).

Les ponts-dalles à plusieurs travées sont le plus souvent à travées continues.

Figure 2 : Ponts à dalle pleine

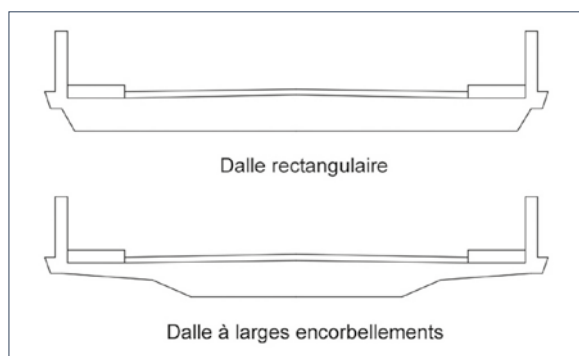


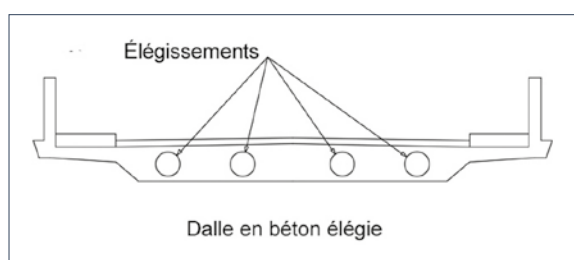
Photo 24 : PSDP



5.2.1 – PONTS À DALLE ÉLÉGIE

Ces ouvrages permettent un allègement de la charge permanente ; les élégissements peuvent être réalisés soit par tubage, soit par coffrage intérieur (minicaissons). Ils ont été assez peu utilisés car ils sont délicats à construire (les coffrages intérieurs sont difficiles à maintenir au bétonnage). Ils sont évidemment impossibles à reconnaître extérieurement.

Figure 3 : Pont à dalle élégie



5.2.2 – PONTS À NERVURES OU À DALLE NERVURÉE

Les ponts-dalles à nervures ou en dalle nervurée constituent une large famille d'ouvrages allant de la dalle à larges encorbellements (mono-nervurée) aux ponts dalles multಿನervurées à nervures larges ou à nervures étroites. On pourra se reporter au dossier pilote PSIDN 1981 du Setra pour la reconnaissance précise du type de ces ouvrages, qui se comportent généralement très bien mais, par rapport aux ponts-dalles simples, peuvent poser des problèmes spécifiques identifiés dans le présent fascicule.

Figure 4 : Pont à dalle nervurée

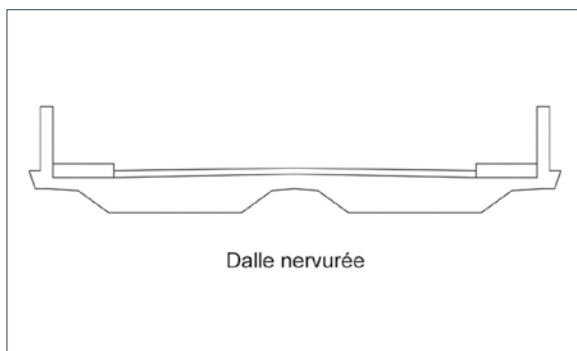


Photo 25 : PSDP à dalle nervurée de hauteur variable



Les dalles de Homberg sont un cas particulier de ponts à nervures. Il s'agit souvent de viaducs constitués de ponts à nervures étroites très épurés. Leur particularité est leur mise en œuvre par poussage ou par coulage sur cintre par travées successives. Généralement, du fait de leur mode de construction, ils ne comportent aucune entretoise intermédiaire ou sur appui, sauf aux extrémités. Ils sont rendus continus (sensiblement au droit des « foyers ») par utilisation de coupleurs sur plusieurs câbles, souvent dans la même section. Ils posent les problèmes spécifiques des ouvrages « phasés » et plus particulièrement ceux liés au fonctionnement des coupleurs discutés ci-après.

5.2.3 – PONTS À BÉQUILLES AVEC DALLE EN BÉTON PRÉCONTRAIT

Les tabliers de ponts à béquilles avec dalle (PSBQ) sont des cas particuliers de ponts à dalle nervurée. Les nervures sont encastrées sur les béquilles. Les conditions d'appui des béquilles (et les liaisons avec les culées) peuvent être variables suivant les projets.

Vis-à-vis de la précontrainte, les ponts à béquilles de dimensions moyennes ne posent pas plus de problèmes particuliers que les ponts-dalles de mêmes dimensions.

Figure 5 : Ponts à béquilles

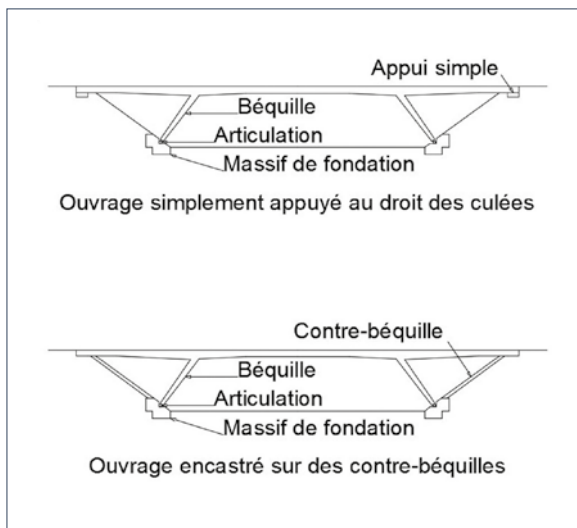


Photo 26 : Passage supérieur à béquilles (PSBQ)



5.3 – PONTS À POUTRES (HORS POUTRES-CAISSONS)

Les ponts à poutres sous chaussée qui utilisent des poutres précontraintes constituent une solution classique pour le franchissement de travées dont la longueur peut s'échelonner de 10 à 50 mètres (exceptionnellement jusque 70 mètres pour certains ouvrages anciens). On peut distinguer deux familles de poutres, selon la nature de la précontrainte exercée : post-tension ou prétension. Dans la plupart des cas, ces poutres sont préfabriquées en usine ou sur site.

La famille des « poutres précontraintes par post-tension » est généralement employée pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres. Ces ponts à poutres font l'objet du dossier pilote VIPP67 du Setra et du guide de conception de février 1996. Ils ont été largement utilisés des années 1950 à 1980.

La seconde famille est constituée des poutres précontraintes par prétension, encore appelées « poutres précontraintes par adhérence ». Elles définissent la famille des ponts à poutres de types PRAD ou encore des ponts de types « poutre-dalle® » pour une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres. Les PRAD font l'objet du dossier pilote de 1973 et du guide de conception de septembre 1996 du Setra.

5.3.1 – PONTS À POUTRES PRÉCONTRAINTES PAR POST-TENSION (VIPP)

Le tablier comporte plusieurs poutres. La couverture est composée soit d'un hourdis général coulé d'un seul tenant au-dessus des poutres, soit d'un hourdis intermédiaire constitué des tables de compression des poutres et du béton coulé entre ces tables de compression. L'âge, la morphologie et la constitution interne de ce type d'ouvrage peuvent présenter diverses variations qui doivent être prises en considération pour l'évaluation au mieux de la classe pathologique éventuelle :

- dans la plupart des cas, association d'éléments préfabriqués et de parties bétonnées en place ;
- présence éventuelle d'entretoises intermédiaires ;
- hourdis général ou intermédiaire ;
- précontrainte longitudinale avec plaque d'about préfabriquée ou non ;
- phasage de la mise en tension ;
- nature de la précontrainte ;
- relevages ou ancrages dans des encoches en extrados ;
- existence ou non d'une précontrainte transversale du hourdis et/ou des entretoises ;
- règlement pris en compte pour les calculs de dimensionnement ;
- qualité d'exécution de l'injection en fonction de l'époque de construction antérieure ou postérieure à 1965 ;
- qualité et nature de l'étanchéité.

Figure 6 : VIPP

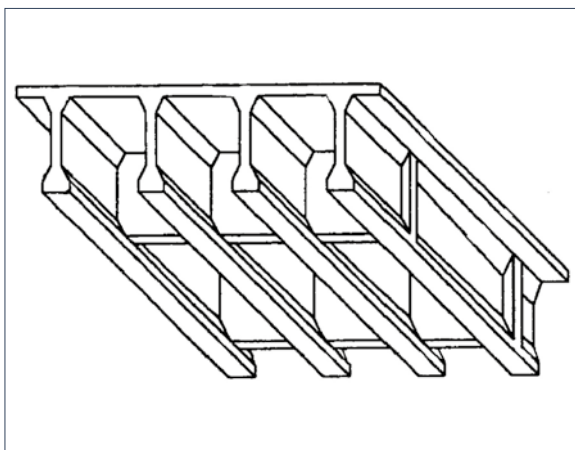
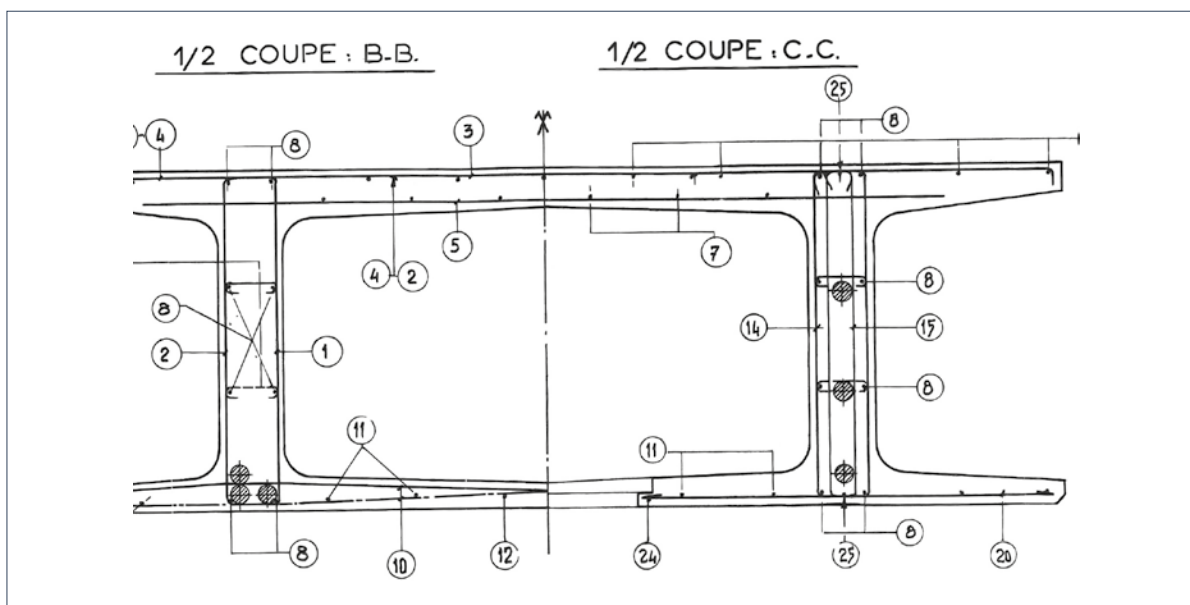


Photo 27 : VIPP



Dans certains cas particuliers, les talons de poutres sont joints par un hourdis inférieur, ce qui peut tromper sur la nature apparente de ces ouvrages et rendre leur identification difficile.

Figure 7 : Pont à poutres précontraintes avec hourdis inférieur



Initialement, les VIPP étaient construits en succession de travées indépendantes comportant un joint de chaussée à chaque appui. Certains ont pu être attelés par le hourdis d'origine et certains ouvrages anciens ont fait l'objet de transformations avec mise en place d'un attelage. Les attelages améliorent la robustesse des ouvrages et le fonctionnement des équipements.

Il existe deux types d'attelages :

- l'attelage par un système de butons-tirants placés à mi-hauteur des poutres ;
- l'attelage par le hourdis à l'aide de dalles de continuité ou de plaques métalliques.

L'attelage par butons-tirants est le plus ancien. Il permet de reporter l'effet des dilatations des ouvrages aux extrémités des travées attelées et d'utiliser des joints de chaussée à faible souffle au droit des attelages. L'attelage par butons-tirants confère au tablier une légère continuité sur appuis qui, toutefois, n'est généralement pas utilisée dans le dimensionnement. Cet attelage nécessite un entretien et une surveillance périodiques du réglage des tirants.

L'attelage par le hourdis permet de supprimer les joints de chaussée au droit des attelages, il améliore le fonctionnement de l'assainissement et le confort de l'utilisateur et des riverains. Il n'a toutefois pas une rigidité suffisante pour modifier le schéma statique de ces ouvrages qui restent complètement isostatiques.

Photo 28 : Attelage de poutres de VIPP par butons-tirants (les bétons sont peints)



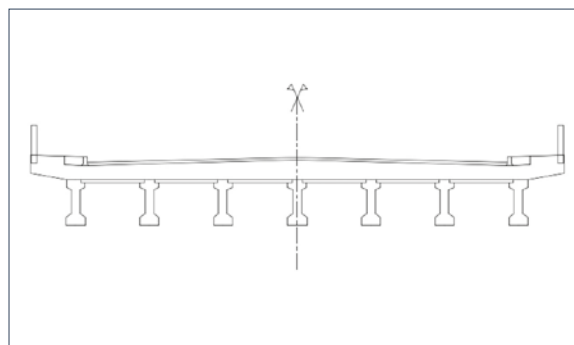
5.3.2 – PONTS À POUTRES PRÉCONTRAINES PAR ADHÉRENCE (PRAD)

La technologie de la précontrainte par adhérence remonte aux débuts de la mise en œuvre du béton précontraint ; dans un premier temps, les poutrelles précontraintes par fils adhérents étaient jointives, liées par un câble transversal et enrobées d'un béton de deuxième phase pour former, *in fine*, une « dalle » (système de précontrainte « Hoyer » en Alsace des années 1940).

Cependant, l'évolution moderne du concept de « ponts à poutres précontrainte par adhérence » correspond aux ponts de type PRAD que l'on connaît aujourd'hui.

Un tablier à poutres PRAD sous chaussée est constitué d'éléments longitudinaux, le plus souvent parallèles mais parfois en éventail sur les ouvrages de largeur variable. Les poutres sont reliées transversalement par une dalle de béton coulé en place régnant sur toute la longueur de la travée (le hourdis), et par des éléments localisés, au niveau des lignes d'appui, les entretoises.

**Figure 8 : PRAD
(poutre précontrainte par adhérence)**



Visuellement, il peut être noté que les PRAD, plus récents que les VIPP, se distinguent de ces derniers par des portées plus modestes et un plus grand nombre de poutres (plus rapprochées) aux formes plus « simples » voire simplement rectangulaires (cf. annexe 2 pour de plus amples éléments relatifs à la morphologie de ces différents types d'ouvrages).

Les ouvrages peuvent comporter une ou plusieurs travées. Dans le cas de travées multiples, les ouvrages peuvent être conçus de trois façons différentes :

- pour les plus anciens, comme une succession de travées isostatiques comportant un joint de chaussée au droit de chaque appui (comme pour les VIPP) ;
- avec un attelage par le hourdis au droit de chaque joint (les travées restent isostatiques) ;
- pour les plus récents, le plus souvent avec une entretoise coulée en place faisant office de clavage et qui confère à l'ouvrage une continuité mécanique entre les travées (hyperstaticité sous charges de superstructures et d'exploitation).

Certains ouvrages anciens ont pu faire l'objet de transformations par attelage. L'attelage a le même intérêt que pour les VIPP.

Les poutres PRAD peuvent avoir des formes variables souvent brevetées (telles les « poutres-dalles® »).

Enfin, il convient de signaler la réalisation récente de portiques (de forme générale et de dimensions s'apparentant au PIPO), dont la traverse supérieure est constituée de poutres de type PRAD encastées sur les piédroits. Le dimensionnement de ces ouvrages nécessite de considérer les effets des redistributions par fluage, comme pour les ouvrages rendus continus, mais avec un phasage de réalisation plus complexe.

Photo 29 : Pont à poutres PRAD



5.4 – PONTS À POUTRE(S)-CAISSON(S)

Les poutres creuses à contours fermés, appelées couramment poutres-caissons, présentent, du fait de la bonne répartition de la matière, une bonne résistance à la flexion et à la torsion, et également des facilités de visite (si les accès existent). Cette forme de poutre est notamment utilisée pour franchir des brèches importantes (typiquement supérieures à 45 mètres).

Il existe un très grand nombre de types de pont à poutres-caissons suivant leur mode de construction (cf. annexe 3).

Quelques illustrations en mosaïque illustrent la diversité de ces ouvrages.

Figure 9 : Coupes transversales

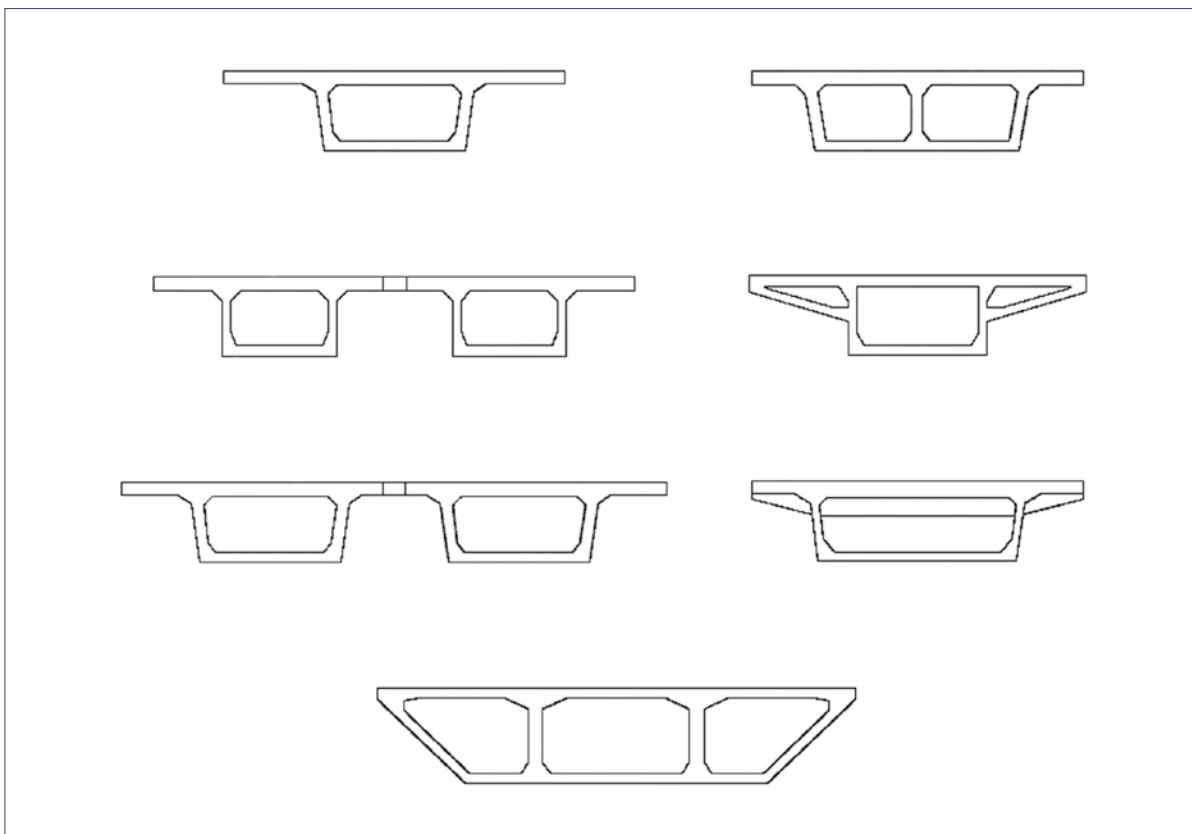


Photo 30 : Caisson de hauteur variable



Photo 31 : Caisson de hauteur constante



Photo 32 : Pont à béquilles



Photo 33 : Caisson à diagonales précontraintes et précontrainte longitudinale extérieure



5.5 – AUTRES STRUCTURES

5.5.1 – PORTIQUES EN BÉTON PRÉCONTRAIT

Ce sont des ouvrages plutôt rares et anciens. Leur géométrie et leur fonctionnement théorique sont souvent complexes avec une précontrainte multidirectionnelle, éventuellement extérieure au béton, qui peut redescendre jusque dans les fondations. Il convient d'en étudier le fonctionnement avant toute intervention. En général, ce type de structure ne permet pas l'inspection de la précontrainte.

Nota : voir également, ci-avant, le cas des portiques dont la traverse est constituée de poutres de type PRAD.

5.5.2 – TABLIERS DE TYPE CANTILEVER

Un cantilever est par définition un « porte-à-faux ». Un tablier à trois travées en cantilever comporte deux porte-à-faux ou consoles qui s'étendent sur une travée centrale et supportent un tronçon de tablier isostatique.

Les zones d'appui de la travée centrale en extrémités de consoles sont dénommées « articulations ».

L'intérêt est « constructif » : par exemple, le tronçon de travée centrale peut être réalisé à partir d'éléments préfabriqués sans nécessiter d'emprise au-dessus de voies circulées.

Ces structures, plutôt anciennes, sont moins nombreuses en béton précontraint qu'en béton armé. C'est un mode de construction qui a été un temps prisé au-dessus de brèches ferroviaires ou autoroutières. Dans certains cas, seules les consoles cantilever sont en béton précontraint et la travée isostatique est en béton armé, et pour les plus grands et les plus récents, métallique ou mixte.

Suivant la configuration des ouvrages, les articulations en travée sont assez facilement accessibles sauf pour les petits ouvrages. En tout état de cause, ces articulations constituent des points sensibles. En effet, la zone d'appui cantilever, de faible hauteur, est mécaniquement très sollicitée, car elle joue à la fois le rôle de zone d'appui et d'ancrage des câbles de précontrainte. Par ailleurs, placée sous joint de chaussée, elle se trouve dans un environnement chimiquement très défavorable et d'entretien difficile voire quasi impossible (notamment dans le cas d'ouvrages modestes).

Les zones d'articulation peuvent présenter des cassures angulaires qui résultent de l'effet des déformations différées du béton.

Le schéma et la photo ci-dessus montrent des consoles soutenant les travées de rive. C'est la dalle de la travée centrale qui est précontrainte.

Figure 10 : Schéma de principe du cantilever

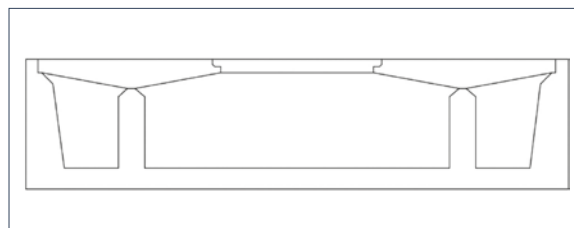


Photo 34 : Un grand ouvrage à travée cantilever métallique : consoles en béton précontraint, travée centrale métallique



Figure 11 : Pont cantilever

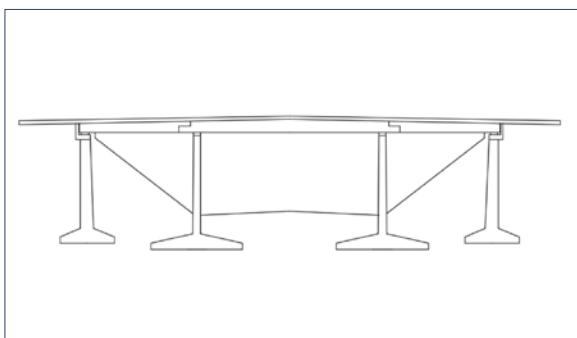


Photo 35 : Détail appui cantilever



5.5.3 – PONTS À POUTRES MAÎTRESSES LATÉRALES EN ÉLÉVATION

Ce type de structure n'est pas très fréquent dans le domaine du béton précontraint mais peut se rencontrer pour des ponts routiers ou encore des passerelles piétons. Ces ouvrages peuvent poser des problèmes spécifiques de sensibilité aux chocs, aux sels de déverglaçage, etc.

5.6 – OUVRAGES RÉPARÉS

Les ouvrages « réparés » constituent une catégorie d'ouvrage supplémentaire à intégrer en tant que telle dans la surveillance, notamment pour s'assurer du bon fonctionnement de la réparation.

Les principales réparations structurelles des ouvrages en béton précontraint consistent à mettre en œuvre une précontrainte longitudinale et/ou transversale extérieure au béton, en général après injection des fissures avec une résine dure. L'ajout de précontraintes additionnelles suppose parfois des transformations de l'ouvrage et surtout implique l'ajout de bossages ou de déviateurs rapportés et solidarisés à la structure initiale (par scellement, clouage, butonage, etc.). Des dénivellations d'appuis accompagnent parfois ces réparations.

Depuis les années 2000, l'utilisation de matériaux composites collés se développe, plutôt en complément d'ajouts de précontrainte extérieure, pour des réparations de sections fonctionnant en béton armé, transversales ou longitudinales. La pérennité du collage doit être vérifiée périodiquement, en particulier s'il est exposé à des températures élevées.

Les ouvrages réparés peuvent aussi faire l'objet de travaux complémentaires d'ajouts de béton ou d'armatures passives et d'autres travaux non spécifiques aux ouvrages précontraints.

Enfin, il est aussi possible de s'inspirer des diverses prescriptions édictées dans ce guide pour l'entretien et la surveillance de certains ouvrages, initialement non précontraints, qui ont bénéficié de la mise en œuvre d'une précontrainte dans le cadre d'une réparation.

Photo 36 : Précontrainte longitudinale additionnelle complétée par collage de matériaux composites sur les âmes





CHAPITRE 3

Notions sur les causes et la nature des désordres

1 – GÉNÉRALITÉS

Les structures en béton précontraint peuvent présenter tous les défauts et désordres qui touchent les structures en béton armé. Ceux-ci ne sont pas développés dans le présent document et pour plus de précisions, le lecteur est invité à se reporter au fascicule 31 de l'ITSEOA, *Ponts en béton armé*.

Cependant les structures en béton précontraint présentent également des défauts et désordres spécifiques :

- des fissurations spécifiques ;
- des déformations excessives ;
- des éclatements du béton ;
- des ruptures de fils, de torons ou de câbles.

Concernant la fissuration, la difficulté est que toute fissuration d'une structure en béton précontraint n'est pas forcément le signe d'un problème, tandis que certaines sont au contraire préoccupantes, par exemple :

- les structures sont souvent précontraintes longitudinalement mais travaillent en béton armé transversalement. Dans ce cas, des fissures longitudinales de 3/10^e de millimètre ou moins régulièrement espacées traduisent une « maîtrise » de la fissuration et un fonctionnement normal en béton armé ;
- dans le sens perpendiculaire à la précontrainte, d'une façon générale, les fissures ne sont pas souhaitables. Certes, nous avons vu que depuis le BPEL 83, les règlements peuvent autoriser dans certaines conditions une fissuration transversale ; pour autant, même dans ce cas, l'expérience incite à la prudence quant aux conclusions, car force est de constater qu'en pratique ces fissures (« autorisées ») apparaissent rarement.

En tout état de cause, une fissure transversale à l'ouvrage, traversée par des câbles intérieurs et présentant un souffle sous un trafic courant, est préoccupante car elle est le signe d'un fonctionnement anormal du béton précontraint.

Enfin, certains de ces défauts ou désordres touchent des familles d'ouvrages particulières « à risques » qu'il est important de connaître, tels :

- les ponts-caisson hyperstatiques construits avant 1975 ;
- les VIPP antérieurs à 1965 ;
- les ouvrages à précontrainte extérieure, avec des câbles protégés par du coulis de ciment au contact des armatures, construits entre les années 1980 et 2000 ;
- les ouvrages à joint cantilever ;
- les ouvrages comportant une forte proportion de câbles « couplés » dans une même section.

Les origines de ces défauts et désordres sont détaillées ci-après.

2 – DÉSORDRES AFFECTANT LES MATÉRIAUX

Dans ce chapitre ne sont traités que les désordres affectant les matériaux. Les autres désordres, essentiellement la fissuration, sont abordés dans un autre chapitre.

2.1 – DÉSORDRES AFFECTANT LES BÉTONS

Il faut tout d'abord rappeler que les bétons utilisés dans les ouvrages précontraints sont généralement d'une qualité supérieure aux bétons employés pour construire les ouvrages d'art plus classiques. Ainsi, les pathologies du béton constatées sont rarement liées au béton lui-même, mais plutôt à la qualité de sa mise en œuvre et de son environnement, qui influent directement sur la durabilité.

Les dégradations du béton sont principalement dues aux infiltrations d'eau, au gel, aux agressions chimiques et aux réactions de gonflement interne.

Si la carbonatation et la pénétration des chlorures ne dégradent pas directement le béton, elles rendent possible la corrosion des aciers en présence d'eau et d'oxygène. Pour plus de détails, nous renvoyons le lecteur au fascicule 31.

2.2 – DÉSORDRES AFFECTANT LES ARMATURES PASSIVES

Les pathologies relatives aux armatures passives sont les pathologies classiques affectant les aciers de béton armé. Il s'agit principalement de la corrosion qui trouve le plus souvent son origine dans la carbonatation du béton et les pénétrations des chlorures. Pour plus de détails, nous renvoyons le lecteur au fascicule 31.

2.3 – DÉSORDRES AFFECTANT LES ARMATURES ACTIVES

Si la protection est défailante, les câbles de précontrainte peuvent être affectés par la corrosion. Différentes formes de corrosion existent. Les câbles de précontrainte sont soumis à :

- la corrosion généralisée ou localisée ;
- la corrosion galvanique ;
- la fragilisation par hydrogène ;
- la corrosion fissurante sous tension.

Il peut en résulter des ruptures de fils, de torons ou de câbles.

2.3.1 – LA CORROSION GÉNÉRALISÉE OU LOCALISÉE

La corrosion **généralisée** correspond à une répartition homogène, sur une certaine longueur, de micro-anodes et de micro-cathodes :

- alternance de lamelles de cémentite et de ferrite ;
- transition entre une zone correctement injectée et une zone mal injectée.

La corrosion **localisée** apparaît sous forme de piqûres, initiées par un défaut en surface du câble (inclusion à la fabrication, choc à la mise en œuvre, etc.).

Ces mécanismes de corrosion peuvent se développer lorsque :

- les cachetages des ancrages sont de mauvaise qualité et laissent pénétrer l'eau dans les gaines ;
- l'injection (coulis de ciment ou cire pétrolière) n'est pas parfaitement réalisée et engendre des transitions coulis-cire /air ;

- le coulis de ciment est défectueux ;
- dans le cas d'ancrages en extradors, ce défaut peut être concomitant à un défaut d'étanchéité, voire à une absence d'étanchéité du tablier ;
- les câbles sont soumis à un ruissellement d'eau (cas des dispositifs de minage non ou mal traités par exemple).

Photo 37 : Corrosion généralisée



Photo 38 : Défauts de protection aux abouts



Photo 39 : Corrosion localisée par piqûres



Photo 40 : Corrosion généralisée, sous une circulation d'eau sous gaine



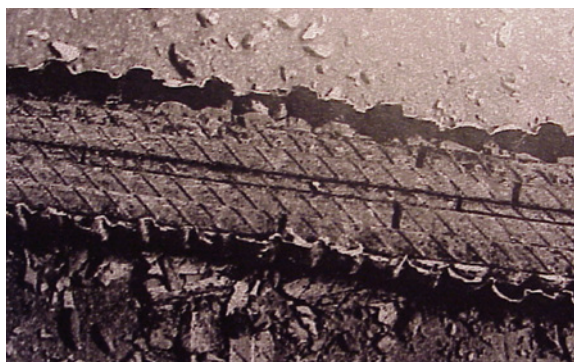
2.3.2 – LA CORROSION GALVANIQUE

La corrosion peut également être d'origine galvanique : une pile se crée par différence de potentiel entre le métal de la gaine et l'acier constitutif des câbles. Ce phénomène a pu se produire lorsque les gaines utilisées sont recouvertes de plomb. Celles-ci ont surtout été utilisées entre 1950 et 1975. L'objectif était de réduire les pertes par frottement.

2.3.3 – LA FRAGILISATION PAR HYDROGÈNE

La structure cristalline de l'acier contient des vides dans lesquels peuvent s'introduire des atomes d'hydrogène, qui induisent alors des contraintes dans le réseau cristallin et fragilisent l'acier. Il s'agit d'un phénomène en chaîne car les câbles étant tendus, la déformation élastique augmente la taille des vides de la structure cristalline et permet donc l'introduction d'une plus grande quantité d'atomes d'hydrogène. Les contraintes internes à l'acier augmentent ainsi jusqu'à la rupture brutale de fil. La rupture par fragilisation par l'hydrogène de câbles de précontrainte a notamment été constatée à plusieurs reprises sur des fils d'aciers du système KA « Sigma Oval ».

Photo 41 : Câbles Sigma Oval 40 (procédé KA), correctement injectés, mais présentant des fissures par fragilisation



2.3.4 – LA CORROSION FISSURANTE SOUS TENSION

La corrosion fissurante sous tension affecte les câbles tendus au-delà d'un seuil compris entre 40 et 50 % (selon la structure de l'acier) de la limite élastique. Elle associe le phénomène de fragilisation par hydrogène et un défaut en surface du câble (choc, piqûre de corrosion).

La propagation de la fissure est lente et conduit à la rupture lorsque la section d'acier restante est insuffisante pour supporter la tension du fil. La fissure est un défaut susceptible de laisser des atomes d'hydrogène pénétrer dans la structure cristalline et ainsi fragiliser l'acier.

Les aciers de précontrainte laminés, durcis par trempe à teneur en cuivre élevée et utilisés entre les années 1950 et 1972 sont particulièrement concernés.

À noter que le phénomène de corrosion fissurante peut se développer dans un milieu basique (tel qu'un coulis de ciment) non carbonaté et sans agents agressifs. En effet, il a été montré [82] que l'eau peut s'infiltrer jusqu'à l'armature, à l'intérieur de la gaine ; la corrosion sous tension se produit alors dans un milieu aqueux sans apport d'oxygène extérieur.

Photo 42 : Rupture d'un fil amorcée par une corrosion fissurante (photo SPW)



2.4 – DÉSORDRES AFFECTANT LES GAINES

Les gaines constituent les parties les plus facilement visibles des câbles. Compte tenu du rôle des gaines, leur dégradation précède ou accompagne celles des matériaux de protection et des câbles.

Les gaines peuvent être métalliques ou en PEHD (polyéthylène haute densité), voire en PVC.

2.4.1 – DÉSORDRES AFFECTANT LES GAINES MÉTALLIQUES

Les gaines métalliques, utilisées en précontrainte intérieure, sont sensibles à la corrosion, qui est souvent liée à un défaut du béton d'enrobage (forte porosité, nid de cailloux, etc.).

Ce désordre est à relativiser en l'absence de corrosion des câbles car la gaine a un rôle très limité dans la protection des aciers de précontrainte.

La corrosion des gaines constitue toutefois un indicateur, notamment lorsque la protection par coulis est déficiente.

Photo 43 : Gaine oxydée et câbles présentant une oxydation



2.4.2 – DÉSORDRES AFFECTANT LES GAINES EN PEHD

Les gaines en PEHD sont les plus utilisées pour la précontrainte extérieure. Elles sont susceptibles de présenter des défauts liés au matériau, à la mise en œuvre ou des dégradations liées à leur environnement.

Des défauts de mise en œuvre (blessures diverses lors de l'enfilage des câbles ou lors de manutentions) peuvent générer des fissures : une rayure en face interne de la gaine créée lors de l'enfilage d'un toron peut se propager jusqu'à la face externe. Les gaines ont alors pu être réparées de façon plus ou moins efficace.

Les défauts au niveau des raccordements entre tronçons de conduits PEHD sont assez fréquents : défauts de soudure bout à bout (au « miroir ») ou défauts d'étanchéité au droit des manchons thermo-soudés. Ces défauts peuvent aussi être retrouvés près des ancrages avec des raccordements défectueux entre les conduits de la section courante et les têtes d'ancrages ; ils sont alors plus difficiles à identifier.

Les gaines en PEHD sont également sensibles à la température, du fait d'un coefficient de dilatation approximativement 18 fois supérieur à celui de l'acier et du coulis : des fissures annulaires ou longitudinales peuvent alors apparaître et les soudures entre tronçons ou manchons peuvent se rompre. Ces fissures apparaissent préférentiellement lors de déviations brusques, aux points durs du tracé des câbles et/ou aux points faibles des gaines (notamment au droit de raccords défectueux).

Photo 44 : Rupture de gaine au contact du bord d'un déviateur



Photo 45 : Rupture de gaine entre deux déviateurs, initiée par le type d'appui provisoire lors de la mise en place du câble et du coulis ou d'une fragilité du matériau

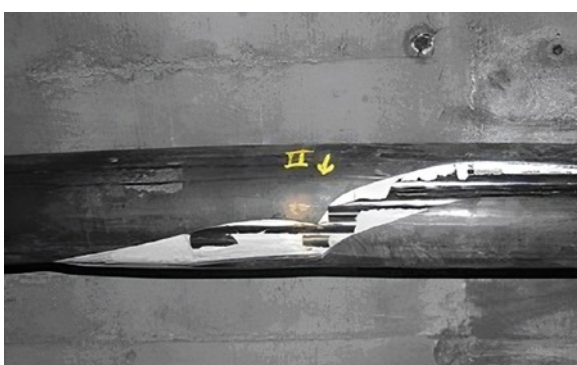


Photo 46 : Gaine fendue en pleine section



De plus, le matériau des gaines est sensible à l'oxygène. La dégradation du PEHD par oxydation peut être décomposée en trois étapes :

- perte des antioxydants ;
- induction à la dégradation du polyéthylène ;
- auto-accélération de la dégradation, entraînant des chutes brutales des propriétés mécaniques.

La réalisation de ces étapes et leur cinétique dépendent de plusieurs paramètres, dont notamment :

- la température, qui modifie les caractéristiques physico-chimiques du matériau ;
- la ventilation, qui occasionne un renouvellement en oxygène ;
- les rayons UV (y compris après un stockage sur chantier, même si le câble est peu exposé en service) : le PEHD est un matériau qui se dégrade sous l'action des rayons UV. Il faut donc s'assurer que le PEHD utilisé dans la fabrication des gaines de précontrainte extérieure est adapté (quantité de noir de carbone suffisante).

Photo 47 : Fissure longitudinale sur une gaine en PEHD réparée par chemisage



Photo 48 : Rupture des soudures des gaines extérieures en PEHD



Les gaines peuvent parfois présenter des boursouflures localisées. Ces désordres peuvent être liés soit à un flambement des gaines lors de la mise en tension des torons (gainnes insuffisamment soutenues pendant l'enfilage), soit à la rupture interne d'un toron avant injection. Cette situation peut se produire lors des opérations de mise en tension suivant l'évolution des efforts dans les torons tendus les uns après les autres. Cette situation n'est généralement pas corrigée lors du chantier (le cas échéant, la section est alors justifiée avec un toron manquant). Il convient de se reporter au dossier d'ouvrage pour vérifier que cette situation a été dûment consignée comme telle et n'est pas évolutive. Elle n'est alors pas anormale, mais il peut être envisagé de procéder à une réparation locale de la gaine si elle est endommagée. Une situation évolutive nécessite en revanche une surveillance particulière et des investigations complémentaires.

Enfin, les gaines, si elles sont accessibles, sont potentiellement soumises au vandalisme ou aux incendies.

Il est à noter que les défauts de gaines qui conduisent à ce que la protection ou le câble soit à nu peuvent, à l'extrême, entraîner une rupture de câble (cf. cas 3 des « conséquences » évoquées ci-après). Une expertise approfondie de l'état des câbles et de l'origine des dégradations est donc recommandée (cf. chapitres 4 et 5) avant de procéder à toute réparation locale qui pourrait masquer des dégradations graves ou se révéler inefficace.

2.5 – DÉGRADATION DE PROTECTIONS

2.5.1 – DÉGRADATION DE PROTECTIONS AUX COULIS DE CIMENT

Les coulis d'injection sont fabriqués à partir de ciment (actuellement du CEM I), d'adjuvants (plastifiants, superplastifiants ou fluidifiants) et d'eau. La formulation retenue ne doit, en principe, pas induire d'exsudat ou de ségrégation.

Toutefois, des coulis formulés avec un superplastifiant ont donné d'importantes ségrégations de produits blanchâtres accompagnées d'eau. Il a de plus été montré que la présence des torons amplifie les phénomènes de ressuage et de ségrégation. Les interstices présents entre les torons constituent des passages privilégiés pour l'eau, où les torons jouent le rôle de drains.

On pourra se reporter à l'annexe 1, *Pathologies des protections des câbles par coulis de ciment*, pour de plus amples informations sur leur origine.

Lorsqu'un coulis présente des hétérogénéités, il y a généralement trois phases :

- le coulis ;
- une phase solide correspondant à la pâte blanchâtre ;
- de l'eau provenant du ressuage.

Les phases ségrégées sont basiques et devraient passiver les aciers de précontrainte.

Pourtant, la corrosion des aciers est systématique en présence de pâte blanche. Cela provient de la formation d'une pile électrochimique aux interfaces acier / pâte blanche / eau de ressuage.

2.5.2 – DÉGRADATION DES PROTECTIONS PAR DE LA GRAISSE

Les graisses sont utilisées pour protéger les câbles de précontrainte extérieure placés à l'intérieur de conduits métalliques ou en PEHD. Toutefois, les tubes en PEHD sont plus communément utilisés en précontrainte extérieure. On peut également trouver des câbles de précontrainte intérieure au béton protégés à la graisse (notamment les câbles « monotorons graissés » utilisés en précontrainte transversale).

En théorie, les graisses se dégradent dans le temps. Toutefois, il n'y a pas d'expérience à ce sujet qui concerne des câbles de précontrainte.

Les dégradations sont donc plutôt liées aux conditions de mise en œuvre des câbles : dégradation des gaines, défauts d'étanchéité avec fuite ou ressuage des composants (absence ou mauvaises soudures des conduits métalliques), contamination des câbles avant injection, déformation des gaines lors de l'injection à chaud.

Photo 49 : Déboîtement de conduit en PEHD, injecté à la graisse



Photo 50 : Capot de protection d'ancrage injecté à la graisse, présentant des fuites



2.5.3 – DÉGRADATION DES PROTECTIONS PAR DE LA CIRE PÉTROLIÈRE

Les cires pétrolières sont utilisées pour protéger les câbles de précontrainte extérieure placés à l'intérieur de conduits en PEHD. Il n'existe pas, non plus, de pathologie spécifique connue liée à la dégradation des cires. Les pathologies sont donc liées à la mise en œuvre et à l'injection des cires à chaud (cf. injections à la graisse) ou aux dégradations des gaines.

2.5.4 – CONSÉQUENCES DES RUPTURES D'ARMATURES ACTIVES

Trois cas sont à considérer :

1. Cas d'une précontrainte intérieure protégée par du coulis de ciment

Dans ce cas, moyennant une injection correcte des gaines, en cas de rupture d'un fil ou toron, l'effort de celui-ci se réancre dans le coulis par adhérence sur une très faible longueur (environ 50 à 100 cm). Il en résulte une perte locale d'effet isostatique du câble proportionnelle au nombre de fils ou torons rompus, et une modification négligeable de son éventuel effet hyperstatique. La tension dans les autres câbles n'est pas affectée. La longueur nécessaire au réancrage par adhérence augmente lorsque la qualité de l'injection diminue ; au-delà des zones de réancrage, l'effet isostatique de la précontrainte n'est pas diminué.

2. Cas d'une précontrainte extérieure non protégée par un coulis de ciment au contact des armatures

Ce cas concerne les câbles protégés par graisse ou cire dans une gaine générale, les câbles galvanisés avec ou sans gaine générale, ceux protégés par du bitume et ceux dont les torons sont individuellement protégés par des gaines PEHD, ces gaines individuelles pouvant elles-mêmes être placées dans une gaine générale injectée par du coulis de ciment.

Dans ce cas, lors de la rupture d'un fil ou toron, sauf éventuellement frottements élevés au niveau des pièces déviateurs, l'énergie élastique emmagasinée au cours de la mise en tension du toron est libérée individuellement et la rupture se fait sans trop de dommages. S'il y a une gaine générale, le toron peut en général glisser à l'intérieur de la gaine, sans fouetter et sans modifier l'état de contrainte dans les autres torons.

Photo 51 : Défauts des gaines (et au niveau des ancrages) puis de la protection par la graisse...



Photo 52 : ... puis rupture de câbles par corrosion fissurante



D'un point de vue structurel, la perte d'efficacité (isostatique et hyperstatique) est donc progressive et proportionnelle au nombre de fils ou torons rompus, mais l'effet isostatique est diminué sur toute la longueur de l'ouvrage concernée par le câble dégradé ou rompu.

3. *Cas d'une précontrainte extérieure injectée par du coulis de ciment directement au contact des câbles*
Dans ce cas, lors de la rupture d'un fil ou toron qui survient sur un câble injecté, celui-ci se réancre au sein du faisceau de fils ou de torons contigus. L'effort du fil ou toron rompu se reporte alors sur les autres fils ou torons, augmentant ainsi d'autant leurs sollicitations.

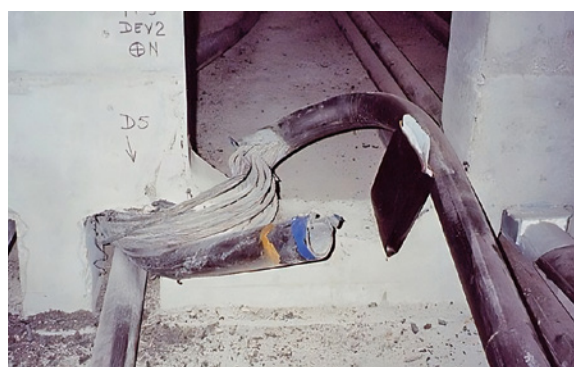
Si plusieurs fils ou torons rompent dans la même zone, les sollicitations des fils ou torons restants peuvent devenir localement excessives. Si l'on considère des câbles tendus à environ 70 % de leur limite de rupture, il suffit par exemple, pour un câble 19T15, que six torons rompent pour que la limite de rupture soit atteinte dans les torons restants. La rupture totale du câble est alors violente et c'est une énergie considérable correspondant à la totalité de l'énergie élastique emmagasinée au cours de sa mise en tension qui est libérée brutalement. Le câble se déforme et peut fouetter latéralement, des projections (coulis, éclats de béton, clavettes) peuvent survenir, les extrémités peuvent être expulsées. Des phénomènes qui sont susceptibles de mettre en danger les personnes se trouvant à proximité. Si le risque de fouettement est faible pour les câbles courts, il augmente avec la longueur des câbles et dans la première travée après l'ancrage.

D'un point de vue structurel, lorsque des fils ou torons rompent, avant rupture totale du câble, les effets isostatiques et hyperstatiques de celui-ci ne sont pas modifiés. Bien évidemment, en cas de rupture totale du câble, celui-ci perd la totalité de son efficacité.

En conclusion, la rupture partielle d'un câble de précontrainte extérieure injectée au coulis de ciment est une situation particulièrement grave.

Nota : s'il est avéré que la rupture a eu lieu sur chantier, avant la phase d'injection, on revient au cas n° 2.

Photo 53 : Rupture de câble injecté au coulis de ciment



3 – DÉSORDRES LIÉS À L'EXÉCUTION

3.1 – GÉNÉRALITÉS

Différents désordres spécifiques liés à l'exécution ou aux procédés de construction peuvent se produire :

- lors de la mise en œuvre de la précontrainte ;
- du fait d'une cinématique de construction inadaptée ;
- du fait d'une mauvaise maîtrise des déformations instantanées ou différées ;
- du fait d'une mauvaise maîtrise de la géométrie ;
- du fait de défauts d'exécution non spécifiques à la précontrainte.

Dans un grand nombre de cas, les désordres « locaux » peuvent être corrigés lors de l'exécution (par exemple, rupture de torons, éclatement au droit des ancrages, etc.). Ces corrections sont plus ou moins efficaces et peuvent être à l'origine de nouveaux désordres induits.

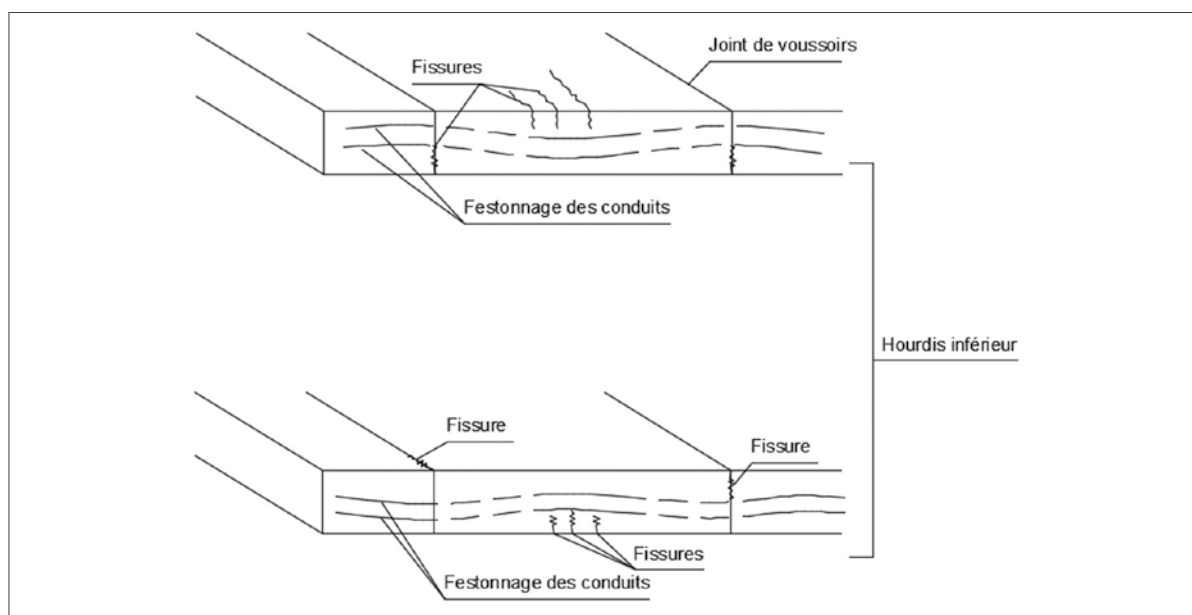
Les défauts qui ont une incidence sur le fonctionnement de l'ouvrage sont d'autant plus graves qu'ils ne sont pas toujours détectés lors de la construction (par exemple, géométrie non maîtrisée lors de la construction de tabliers par voussoirs préfabriqués, « forçage » des tabliers, dénivellations d'appuis inopportunes, insuffisance de précontrainte, décalage des gaines de précontrainte lors du coulage du béton, etc.). On revient toutefois au cas général des désordres de fonctionnement, mais avec une identification rendue souvent difficile par l'absence de traces de l'origine des désordres dans les dossiers.

3.2 – FESTONNAGE OU MAUVAISE MISE EN ŒUVRE DES GAINES

3.2.1 – FESTONNAGE DES GAINES DE PRÉCONTRAINTÉ INTÉRIEURE AU BÉTON

Ces défauts se manifestent par des irrégularités des profils longitudinaux ou transversaux des gaines et peuvent entraîner des éclatements de béton, voire un feuilletage.

Figure 12 : Fissuration due au festonnage des câbles



Ils peuvent être dus :

- à des défauts de fixation des conduits susceptibles d'engendrer des déplacements plus ou moins importants lors du bétonnage (notamment par poussée d'Archimède) ;
- à des erreurs de positionnement ;
- à la présence d'un ferrailage passif trop dense.

Ils peuvent également être dus à des défauts d'alignement locaux des gaines de précontrainte au niveau des joints, s'accompagnant d'éclatements engendrés par des efforts locaux de poussée au vide.



Photo 54 :
Éclat de béton important en hourdis inférieur d'un pont de type poutre-caisson à voussoirs coulés en place, dû à la poussée au vide lors de la mise en tension des câbles (erreur de positionnement des conduits au droit d'un joint de voussoirs)

3.2.2 – DÉFORMATIONS DES GAINES DE PRÉCONTRAINTE EXTÉRIEURE AU BÉTON

Ce type de désordre se rencontre également sur les câbles de précontrainte extérieure.

Ils peuvent, dans ce cas, être liés à des déformations parasites survenues lors de la mise en tension, notamment une rupture de torons ou à l'abandon dans la gaine d'un doigt d'enfilage de toron. Il faut alors consulter le dossier d'ouvrage pour le vérifier afin de ne pas passer à côté d'une rupture récente.

Peut également se produire un festonnage des gaines du fait d'une insuffisance de supports ou de décalages transversaux des supports liés à la courbure ou au biais.

En tout état de cause, ces festonnages sont peu significatifs s'ils sont d'origine, mais ils peuvent masquer un défaut, une évolution grave : rupture de torons, défaut de protection. Aussi convient-il de statuer sur l'origine du défaut.

Photos 55 et 56 : Précontrainte extérieure
Déformation d'une gaine PEHD due à des ruptures de fils d'un ou plusieurs torons



3.3 – MAUVAISES REPRISES DE BÉTONNAGE

Elles peuvent être dues :

- à des défauts de mise en œuvre et de raccordement des éléments ;
- à des fuites de laitance plus ou moins importantes dues à une mauvaise mise en œuvre du béton ou à un sous-dimensionnement des coffrages.

Le plus souvent, ce type de défaut, relevé sur les ponts à poutre-caisson, apparaît au niveau des joints entre voussoirs. Il peut également être relevé sur les ouvrages courants.

Pour mémoire, une rupture accidentelle d'approvisionnement en béton peut conduire à la formation de zones de nature à perturber le passage des contraintes de compression lors des mises en tension. Or, l'expérience montre qu'une pièce réalisée avec des reprises de bétonnage, même bien exécutées, ne présente pas la même résistance que la même pièce réalisée de façon monolithique.

Par voie de conséquence, une reprise de bétonnage, exécutée à l'encontre des règles de l'art ou mal disposée, peut favoriser la formation de larges fissurations qui se produisent à la mise en tension et affectent localement le fonctionnement d'une structure (réduction de l'inertie de la section après fissuration).

Par exemple, c'est souvent le cas des reprises âmes-hourdis en l'absence de gousset. Ces sections sont de surcroît soumises à des efforts tangents (effort tranchant, diffusion) qui accentuent les risques de désordres.

3.4 – DÉFAUTS DE BÉTONNAGE

Ces défauts sont essentiellement dus à des difficultés de bétonnage propres aux zones fortement ferraillées ou présentant de nombreux câbles.

Ils entraînent par exemple la formation de vides et de nids de cailloux sous les organes d'ancrage. Un défaut de bétonnage à l'arrière d'un corps d'ancrage peut être à l'origine d'un enfoncement de l'ensemble lors de la mise en tension.

Dans certains cas, les armatures passives peuvent être apparentes.

Photo 57 : Nids de cailloux dans le talon d'une poutre



3.5 – MAUVAISE CONJUGAISON DES JOINTS

Ces défauts de conjugaison se manifestent par de petits hiatus localisés.

Pour les voussoirs préfabriqués, ils peuvent être dus à un défaut du plan de collage, à une mauvaise maîtrise des déformations résultant des gradients de température existants lors du coulage du voussoir n+1 contre le voussoir n, ou bien tout simplement à une géométrie complexe (pont courbe) mal maîtrisée.

Dans le cas d'un pont à caisson construit par encorbellement, ils sont dus à des mouvements du cintre ou de l'équipage mobile lors du bétonnage : ces défauts de construction ne doivent pas évoluer.

Dans le cas contraire, ils seraient liés à des problèmes structurels (insuffisance de résistance à la flexion longitudinale par exemple).

L'absence ou la mauvaise polymérisation de la colle ou d'un mortier à base de polymères thermosdurcissables au droit d'un joint entre voussoirs préfabriqués, peut entraîner un certain nombre de désordres.

Cette absence de compression se retrouve également dans certains ouvrages à voussoirs préfabriqués lorsque les joints ne sont pas parfaitement conjugués, et même dans certains ouvrages bétonnés de façon traditionnelle (équipages mobiles), ce qui peut entraîner une déviation des isostatiques de compression aussi bien au niveau des âmes que des hourdis.

Ces désordres sont particulièrement graves en l'absence de clés (mauvaise répartition des contraintes sur la section et création de points durs). Une difficulté est aussi d'apprécier leur nature et leur origine : défaut de contact ou ouverture de joint liée à un mauvais fonctionnement.

Photos 58 et 59 : Défauts de réalisation ou de conjugaison de joints



3.6 – DÉFAUTS DU SYSTÈME D'ASSAINISSEMENT ET D'ÉTANCHÉITÉ

Les défauts du système d'assainissement sont relatifs à un mauvais guidage des eaux pluviales (gargouilles ou avaloirs trop courts, joints de chaussée non étanches).

Les cachetages d'extrémité sont particulièrement sensibles à ces défauts : en effet, le béton, mis en œuvre en faible quantité, n'a pas toujours été d'excellente qualité. Les cachetages doivent donc être considérés comme un point faible surtout lorsqu'ils sont situés en extrados mais aussi en extrémité de pièces, donc accessibles à des venues d'eau (proximité de joints ou de gargouilles, abouts d'encorbellement, etc.). Ces zones sont en outre particulièrement exposées aux agressions chimiques dues aux sels de déverglaçage.

En section courante, l'étanchéité peut être déficiente, entraînant des percolations et cheminements d'eau éventuellement étendus.

L'écoulement perceptible sur la photo suivante, en partie inférieure du cachetage, montre que les ruissellements entraînent une contamination au niveau des têtes d'ancrage.

Photo 60 : Écoulement le long des abouts du fait d'un assainissement déficient



3.7 – DÉFAUTS D'INJECTION

Ils peuvent porter atteinte à l'intégrité de la précontrainte au cours de la vie de l'ouvrage en permettant une circulation d'eau et la formation de mélanges corrosifs pour les armatures.

En général, les défauts d'injection des gaines se traduisent par des vides partiels ou totaux, notamment à proximité des points hauts (éventuellement remplis d'eau) et/ou par la présence en partie supérieure de la gaine d'un produit blanchâtre ayant la consistance d'un résidu éventuellement humide et tendre, surmonté d'une couche d'eau et d'une poche d'air. Cette eau provient du ressuage du coulis et est restée piégée au sein du conduit étanche en PEHD (on pourra se reporter à l'annexe 1 pour une plus ample description de ce dernier phénomène et des mesures prises pour y remédier).

Ces défauts trouvent leurs causes dans :

- l'absence d'évents ;
- le blocage (mauvaise pénétration) du coulis dans les gaines ;
- la mauvaise composition du coulis (surtout avant les années 2000) ;
- la mauvaise fabrication et/ou mise en œuvre du coulis ;
- les déformations, l'écrasement des gaines ;
- les défauts de raccordement entre tronçons de gaines ;
- les défauts d'alignement entre gaine et corps d'ancrage.

Photo 61 : Défaut d'injection à proximité d'un ancrage



À terme, il peut en résulter des ruptures de torons voire de câbles par corrosion.

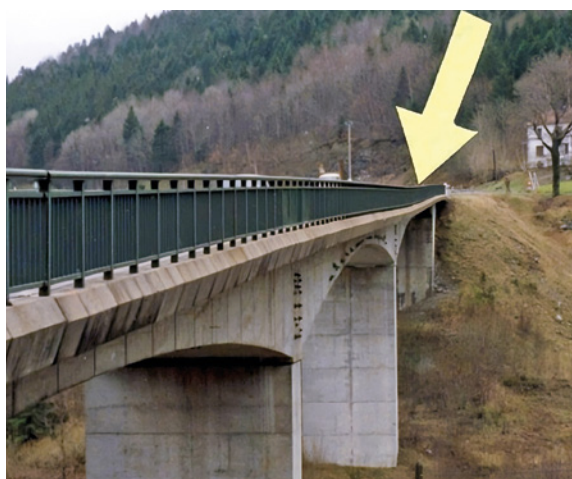
Dans le cas de précontrainte extérieure protégée avec de la cire ou de la graisse, on peut constater des fuites ou des déformations liées à la cire chaude (par exemple bouchage de la gaine par refroidissement prématuré de la cire lors de l'injection). Ces défauts sont en général peu graves si les câbles restent secs.

3.8 – DÉFORMATIONS ANORMALES

Les tassements de cintres et d'étaisements, surtout s'ils entraînent des phénomènes d'instabilité, peuvent avoir des conséquences graves à la construction mais les déformations correspondantes sont généralement stabilisées à la mise en service, pour autant qu'il n'y ait pas de désordres structuraux sous-jacents. La consultation de dossiers d'ouvrages et, le cas échéant, la mise en œuvre d'une instrumentation permettront de lever le doute.

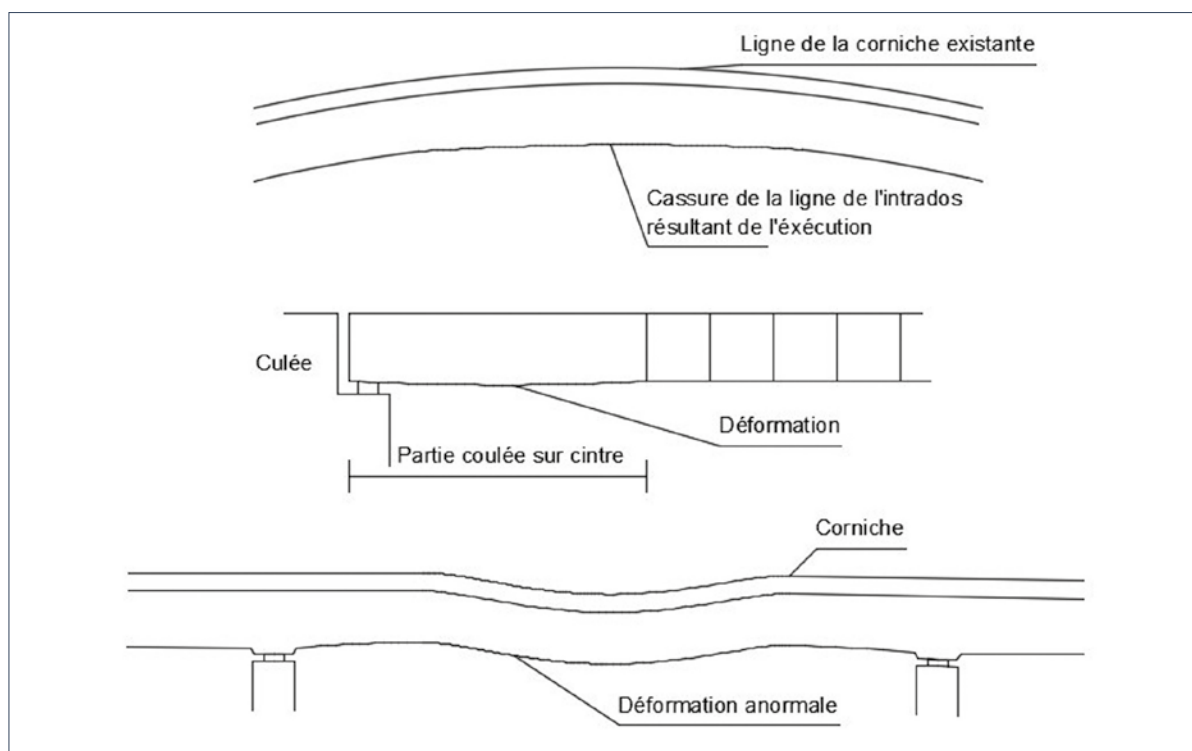
Si, comme souvent, ils restent mineurs, les défauts, alors apparus en cours d'exécution ne présentent, dans les meilleurs cas, qu'un inconvénient d'ordre esthétique, sauf s'ils peuvent amorcer des phénomènes de poussée au vide.

Photo 62 : déformation pathologique



Il ne faut donc pas les confondre avec les défauts qui apparaissent en phase de service.

Figure 13 : Déformations « normales » (en haut et au milieu) et anormale (en bas)



3.9 – DÉFAUTS DE POSITIONNEMENT, D'ALIGNEMENT

Des fissures de flexion peuvent apparaître dans des hourdis précontraints transversalement lorsque le tracé ondulé donné aux câbles dans le but d'obtenir de la précontrainte un rendement maximal, n'a pas été respecté à l'exécution.

D'autres désordres font l'objet d'une réparation avant la mise en service : des défauts d'alignement importants et de positionnement (initial ou suite à un mauvais maintien pendant la mise en œuvre du béton) peuvent parfois être relevés entre les différents organes d'un câble.

3.10 – DÉFAUTS DE MISE SOUS TENSION

Les défauts de mise en tension les plus connus sont les suivants :

- glissement de fils ou de torons lors de la mise en tension ;
- rupture de fils ou de torons ;
- fissuration de clavettes (pour les clavettes en deux pièces) ;
- décalages entre les mors des clavettes traduisant des glissements de torons ;
- erreur de livraison de blocs d'ancrage incompatibles avec les tromplaques ;
- non-respect des ordres de mise en tension et non-observation des phases de mise en tension ;
- non-respect des consignes de mise en tension ;
- non-prise en compte des modules d'élasticité réels des torons et des valeurs réelles des coefficients de transmission ;
- ruptures de béton derrière les ancrages lors d'une mise en tension prématurée.

Ces défauts ont des conséquences rarement visibles lors de l'inspection. Ils sont d'autant plus visibles que les pièces sont frêles et sensibles à la position des câbles (exemple : tirant précontraint).

Lorsque l'on constate une rupture de torons lors de l'inspection, il convient de tracer son origine : le dossier d'ouvrage doit en faire mention avec indication des dispositions prises ou des vérifications conduites (par exemple justification de l'ouvrage avec un toron en moins).

4 – DÉSORDRES LIÉS AU FONCTIONNEMENT DES OUVRAGES

Les désordres liés au fonctionnement peuvent être le fait d'une mauvaise conception ou d'une exécution non conforme au projet, mais sont le plus souvent le fait d'une méconnaissance des phénomènes agissant sur les ouvrages à l'époque de leur conception.

4.1 – GÉNÉRALITÉS SUR LA FISSURATION

Les fissures que l'on peut rencontrer sur un ouvrage en béton précontraint ne traduisent pas toutes un fonctionnement pathologique. Dans le cadre du diagnostic d'un ouvrage, il convient de prendre en compte toutes les caractéristiques des fissures observées.

4.1.1 – L'OUVERTURE ET LE SOUFFLE

D'une façon générale, toute fissure d'une section précontrainte perpendiculairement à sa précontrainte doit être considérée comme suspecte.

L'ouverture de la fissure, et son souffle si elle est active, sont évidemment les premiers éléments à connaître, mais ces informations sont en général insuffisantes pour apprécier l'état de l'ouvrage. D'autres paramètres doivent être pris en compte pour déterminer si une fissure traduit un fonctionnement anormal. Cette appréciation relève de la responsabilité d'un spécialiste.

4.1.2 – LE FONCTIONNEMENT EN BÉTON ARMÉ OU EN BÉTON PRÉCONTRAIT

Les ouvrages en béton précontraint ne le sont souvent que dans le sens longitudinal. Ils travaillent alors en béton armé dans le sens transversal. Des fissures fines et longitudinales traduisent le plus souvent un fonctionnement transversal normal de flexion en béton armé, c'est en particulier le cas des fissures fines que l'on peut observer dans les hourdis supérieurs des caissons.

On pourra considérer en ordre de grandeur que pour les parties d'ouvrages fonctionnant en béton armé, l'ouverture normale des fissures se situe entre $1/10^{\text{e}}$ et $3/10^{\text{e}}$ de millimètre.

4.1.3 – POSITIONNEMENT DES FISSURES

Intuitivement, on pourrait rechercher les fissures dans les sections à mi-travées ou sur appuis, etc. En réalité, les fissures ne sont pas toujours dans les zones les plus sollicitées par les charges d'exploitation. À titre d'illustration, dans les dalles et surtout les nervures hautes, des fissurations de gradient thermique peuvent se développer en l'absence de charge d'exploitation près des zones peu comprimées à vide, dans des zones dites de « moment nul » telles que de part et d'autre des appuis, etc.

Les zones de clavage, de reprises de bétonnage, d'arrêts de câbles (effets de diffusion ou d'entraînement, effets des variations brusques d'intensité de la précontrainte), de déviations ou de couplages, sont également à surveiller particulièrement de même que toutes les zones soumises à des efforts tranchants importants.

Des fissures peuvent également se développer le long des tracés des câbles de précontrainte intérieure.

La poussée au vide des câbles peut aussi entraîner la fissuration des hourdis inférieurs des caissons.

De plus, le phasage de construction influe sensiblement sur la répartition des efforts dans le temps et l'apparition éventuelle de fissures.

Photo 63 : Fissures remontantes le long de câbles



En définitive, il convient d'être exhaustif et précis (en position) dans les relevés de désordres et de procéder, *a posteriori*, à une analyse des causes possibles des fissurations à partir des données disponibles dans le dossier d'ouvrage et de la façon dont il a été construit.

En tout état de cause, les fissures traversées par un câble sont les plus préoccupantes, y compris à court terme, du fait du risque de fatigue dans le câble. L'avis d'un spécialiste est alors requis.

Le guide présente donc ci-après les causes les plus fréquentes de désordres pour chaque type d'ouvrage et les manifestations associées. D'une façon générale, les descriptions sont conformes à la nomenclature des catalogues de désordres de l'IQOA, auxquels on pourra se reporter pour plus de détails.

Remarque : les désordres spécifiques du « matériau béton armé » ne sont pas repris ci-après.

4.2 – PONTS-DALLES EN BÉTON PRÉCONTRAIT

D'une façon générale, la fissuration sur les dalles de ces ouvrages est rare sauf au voisinage des chevêtres incorporés ou des abouts.

4.2.1 – FISSURES LONGITUDINALES

Ces fissures peuvent être liées à une insuffisance vis-à-vis de la flexion transversale. On s'en inquiétera d'autant plus s'il y a une précontrainte transversale.

Mais d'autres causes plus fréquentes peuvent être invoquées :

- retrait gêné lié à une reprise de bétonnage ou par frottement sur les coffrages ;
- lorsque ces fissures sont localisées en travée, elles peuvent être d'origine et avoir été initiées à la construction par des déformations locales des cintres ;
- au voisinage des appuis, elles peuvent être en relation avec le fonctionnement des chevêtres incorporés à la dalle, éventuellement précontraints ;
- dans le cas de tabliers de grande largeur, elles peuvent être dues à l'action des gradients thermiques transversaux et découpent les dalles en bandes plus ou moins « autoporteuses ».

Une circulation d'eau dans l'épaisseur de la dalle et le long des conduits (dalles élégies, dalles très anciennes, etc.) peut amplifier les phénomènes de corrosion des câbles présents dans ces zones.

4.2.2 – FISSURES TRANSVERSALES EN INTRADOS/EXTRADOS

Les fissurations transversales sont *a priori* préoccupantes surtout si elles sont évolutives, actives, traversées par des câbles ou si elles sont le siège de circulations d'eau.

En milieu de travées en intrados, elles peuvent être la manifestation de défauts de fonctionnement des tabliers en dalles, résultant d'un manque de résistance à la flexion longitudinale, de tassements d'appuis, etc.

Figure 14 : Fissures en sous-face (vue de dessus)

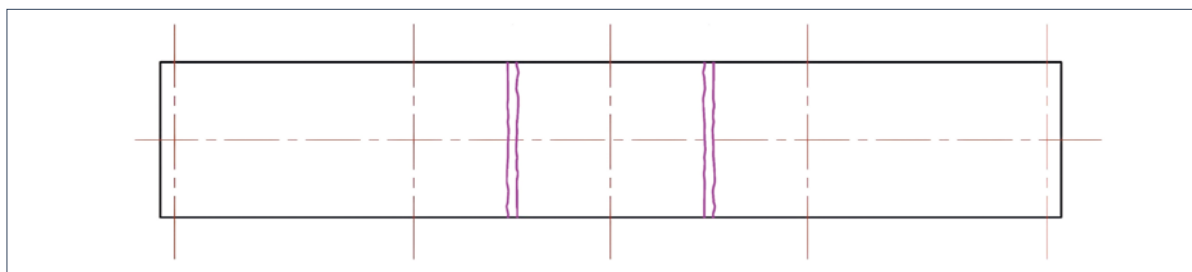
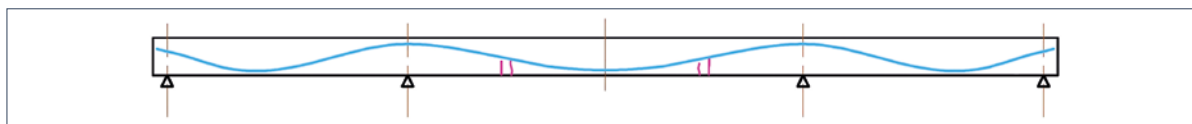


Figure 15 : Fissures en sous-face (élévation)



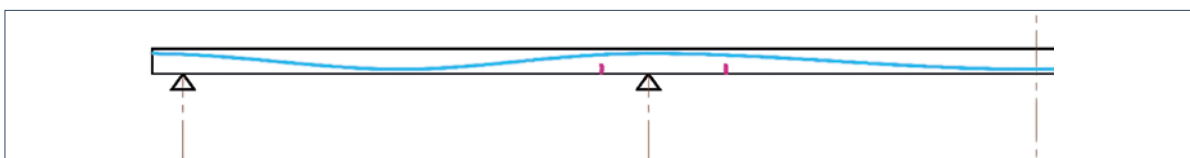
L'observation de fissures de ce type est évidemment plus délicate sur appuis en extrados sans démontage de la chape. Cependant, dans certains cas, ces fissures d'extrados peuvent se manifester dans les extrémités des encorbellements ou encore dans des caniveaux des trottoirs ou des corniches coulées en place.

En outre, ces fissures peuvent être associées à un léger fléchissement du profil en long qui est dans tous les cas suspects s'il est prouvé qu'il est postérieur à la construction.

4.2.3 – FISSURES TRANSVERSALES PRÈS DES APPUIS

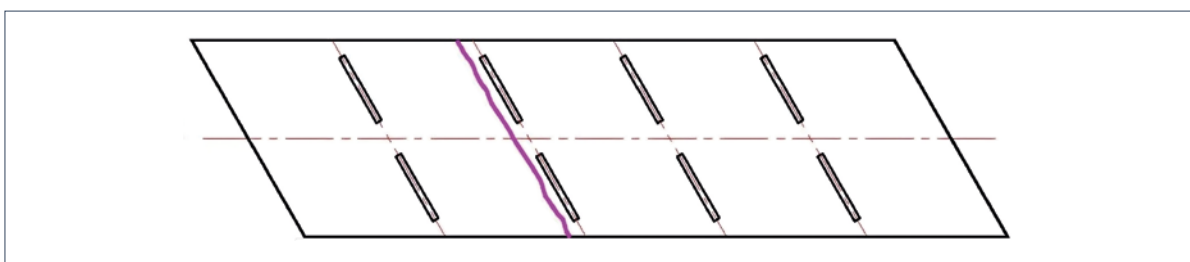
À l'instar des ponts à nervures, certains ponts-dalles de grande portée, peuvent présenter des fissures transversales de part et d'autre des appuis, dues à une compensation insuffisante de l'effort de précontrainte par la charge de poids propre lors de la mise en tension. Ces fissures sont accentuées par un manque de ferrailage passif et parfois par les effets des gradients thermiques. Généralement peu actives, elles ne sont pas traversées par des câbles (voir ci-après le cas des nervures).

Figure 16 : Fissures transversales près des appuis (élévation)



Certaines fissures transversales règnent au droit des reprises de bétonnage ou des joints de raccordement de coffrages. Ces désordres peuvent être d'origine s'ils sont liés au retrait différentiel des bétons ou à un défaut de continuité des coffrages à la construction.

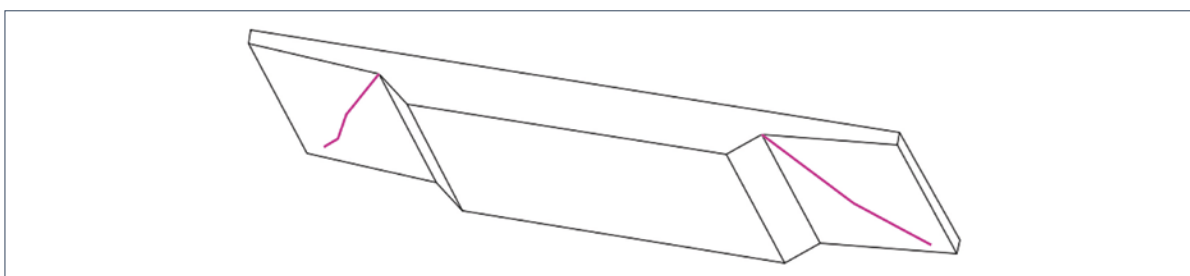
Figure 17 : Fissures transversales près des appuis (vue de dessous)



4.2.4 – FISSURES OBLIQUES

Ces fissures obliques sur des faces horizontales, généralement à 45° par rapport à la direction des lignes d'appui, règnent dans les encorbellements des ponts-dalles au voisinage des zones d'about des tabliers. Cette fissuration est due aux effets conjugués de l'effort tranchant et de la diffusion de précontrainte.

Figure 18 : Fissures obliques



Ces fissures, évitables moyennant de bonnes dispositions constructives, sont cependant assez fréquentes mais plus ou moins nombreuses ou ouvertes.

Il convient de s'assurer qu'elles sont peu ouvertes, non évolutives et ne sont pas le siège de circulations d'eau.

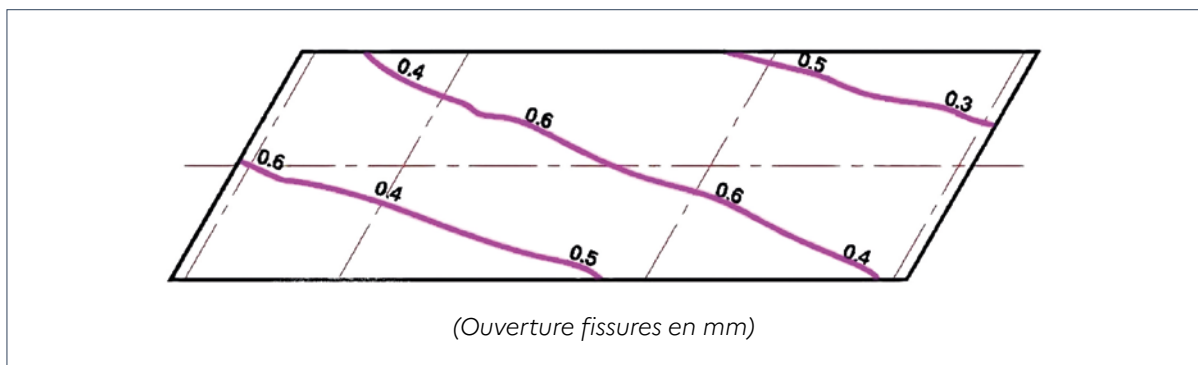
4.2.5 – FISSURES DES PONTS BIAIS OU TRÈS LARGES

Elles peuvent être la manifestation de défauts de fonctionnement des tabliers en dalles, qui résultent d'un manque de résistance à la flexion.

Elles peuvent également être la conséquence d'une orientation des aciers passifs non conforme aux calculs (parallèles aux extrémités ou perpendiculaires à l'axe de l'ouvrage).

Lorsque les ouvrages sont très biais ou très larges, les éventuelles fissures liées aux effets transversaux du gradient thermique peuvent se manifester suivant une direction sensiblement perpendiculaire aux lignes d'appuis.

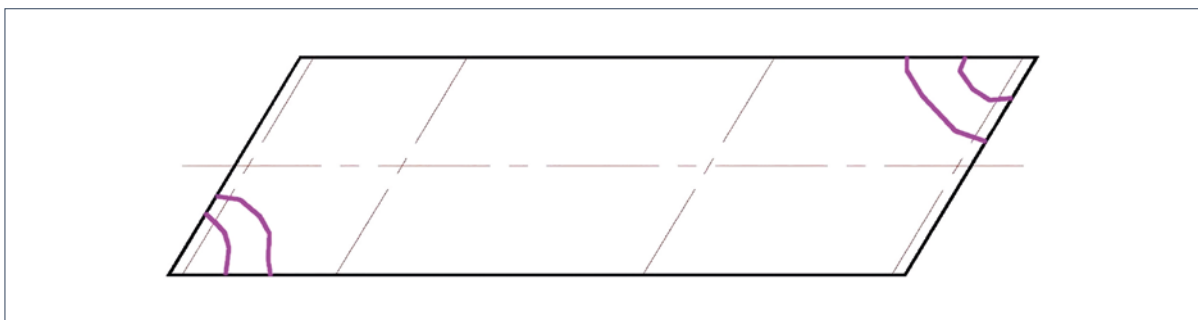
Figure 19 : Fissures de pont biais ou très large



Les fissurations constatées dans les angles aigus de certaines dalles biaisées ont pour origine :

- une insuffisance de couture de ces zones par des armatures de béton armé ;
- dans les ouvrages anciens, une méconnaissance des problèmes de diffusion de la précontrainte longitudinale ou transversale, souvent conjuguée à une sous-estimation des pertes de précontrainte.

Figure 20 : Fissures dans les angles aigus (vue de dessous)



4.2.6 – SOULÈVEMENTS D'APPUI

Le soulèvement d'appui peut concerner l'ensemble de la ligne d'appui ou un appareil de cette ligne.

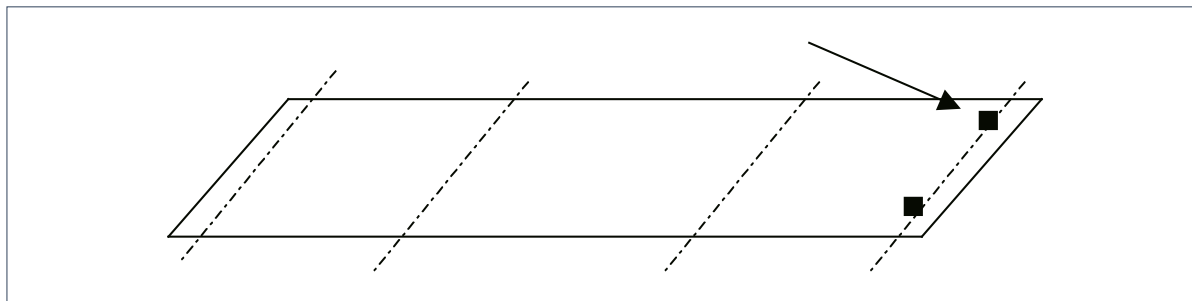
Le soulèvement d'une ligne d'appui se rencontre sur les appuis de rive lorsque la longueur de la travée de rive est insuffisante. Cet effet n'est pas propre au béton précontraint mais peut se trouver accentué ou initié du fait de la présence d'une réaction hyperstatique de précontrainte négative sur culée. En pratique, le « balancement » d'un pont en béton précontraint (rapport des travées de rive/travée centrale) devrait être légèrement supérieur à celui d'un pont en béton armé, surtout s'il est courbe ou biais.

Le soulèvement se produit alors au passage des charges lourdes lorsque celles-ci se situent sur la travée attenante.

Le soulèvement d'un ou de plusieurs appareils d'une ligne d'appui peut aussi avoir pour cause :

- un biais prononcé (≤ 50 grades) qui fait que la réaction d'appuis sous charges permanentes de l'appareil situé dans l'angle aigu est nettement plus faible que la réaction sur l'angle obtus.

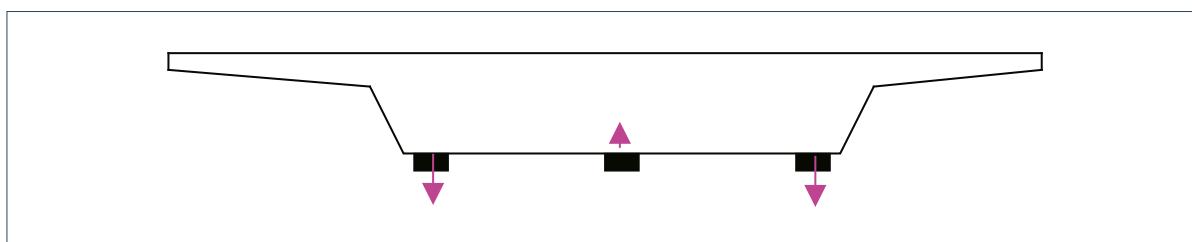
Figure 21 : Appareil d'appui moins sollicité sous charges permanentes



La dissymétrie des réactions peut en outre être augmentée pour des tabliers courbes ;

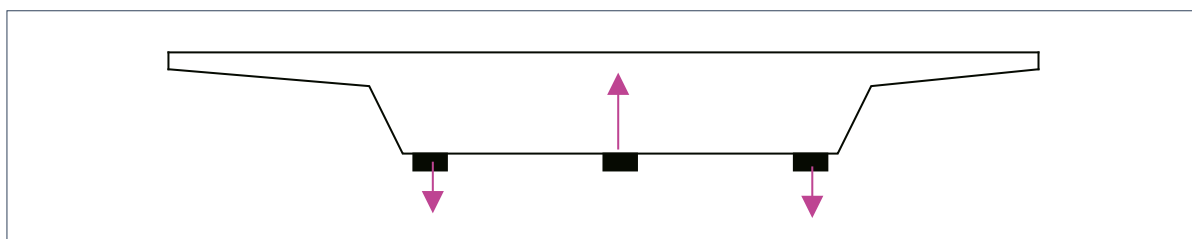
- l'implantation transversale pour une file d'appui à trois appareils. Les lignes d'appuis avec trois appareils d'appui sont susceptibles de présenter ce désordre (soulèvement de l'appui central) ;

Figure 22 : Soulèvement de l'appui central



- les effets des gradients thermiques transversaux pour une file d'appui à trois appareils (ou plus).

Figure 23 : Effet du gradient thermique



Le chevêtre incorporé fonctionne en poutre continue, ce qui génère, sous les effets d'un gradient thermique transversal, une réaction positive (R) sur les appuis de rive et négative ($-2R$) au centre. Ceci concerne surtout les ouvrages larges.

4.3 – PONTS À POUTRES

4.3.1 – FISSURES TRANSVERSALES DES POUTRES VIPP

Les fissurations transversales des poutres sont souvent préoccupantes car elles caractérisent une insuffisance de précontrainte ou l'application de sollicitations supérieures à celles du dimensionnement en service ou lors de la construction. Il faut en effet rappeler que les ouvrages de type VIPP sont parmi les plus anciens (années 1950-70) et qu'ils ont inauguré les procédés de précontrainte et les modalités de calcul et de mise en tension les plus divers.

Par exemple, il n'est pas rare que les investigations effectuées sur la précontrainte démontrent des pertes de précontrainte largement supérieures à celles escomptées (insuffisance ou non-prise en compte de la relaxation des armatures de précontrainte, insuffisance des pertes par frottement, pertes par recul d'ancrage importantes ou mises en tension sur chantier « aléatoires », câbles fragiles comportant de nombreux fils ou torons rompus, etc.).

S'y ajoutent les effets de (re)chargement de couches de chaussées ou d'équipements largement au-delà de ce qui était prévu à l'origine. Ceci est lié au fait que le profil en long de ces ouvrages est perturbé par les déformations différées ou par une mauvaise planéité. Il est alors tentant d'améliorer le confort en rechargeant les ouvrages ; dans ce cadre, il est souvent intéressant de compléter les inspections classiques par une simple mesure des épaisseurs de chaussées sur au moins trois sections longitudinales par travée.

Ces insuffisances sont éventuellement évolutives du fait de la corrosion des câbles et même de l'évolution intrinsèque de l'intensité de la précontrainte (par relaxation) pour les câbles les plus anciens.

Elles sont en outre souvent associées à un ferrailage passif pratiquement inexistant, ce qui en fait une famille d'ouvrages « à risques », faisant d'ailleurs l'objet d'une abondante documentation (cf. bibliographie).

Les fissurations qui peuvent être le signe d'une perte sensible d'efficacité de la précontrainte sont les suivantes (voir figure 24) :

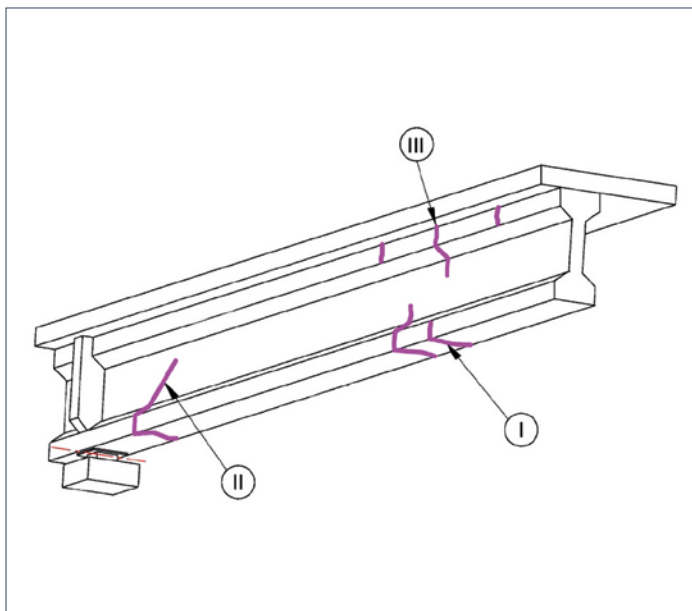
- fissures transversales de flexion en partie centrale (I) ;
- fissures verticales à obliques, proches de l'appui vis-à-vis de l'effort tranchant (II) ;
- fissures liées à l'équilibre du coin inférieur dans le cas où le câble le plus bas, ancré en about, est endommagé.

Ces fissures sont toujours préoccupantes. Les deux derniers types de fissures peuvent être graves car, vis-à-vis de l'effort tranchant, il n'existe aucune possibilité de redistribution, surtout en l'absence d'armatures passives.

Photo 64 : Poutre de VIPP fissurée sur toute sa hauteur



Figure 24 : Fissures transversales de VIPP



Les fissurations sur les ouvrages post-tendus liées à un phasage de construction inadéquat (excès de précontrainte en fibre inférieure avant la mise en œuvre du hourdis et des superstructures), sont des fissures verticales en parties hautes de la poutre (III), en zone centrale.

Ces dernières fissures s'accompagnent d'une courbure vers le haut générée par la précontrainte, qui, du fait de la fissuration, est de plus forte intensité.

4.3.2 – LES FISSURATIONS TRANSVERSALES DES OUVRAGES PRAD

Les fissures de type I (voir figure 24) sont plus rares du fait d'une meilleure maîtrise de l'intensité de la précontrainte et de leurs protections dans ces sections.

Néanmoins, les fissurations des zones de clavage des ouvrages PRAD rendus continus par l'entretoise sur piles (surtout ceux construits avant la mise en application du BPEL 83) sont à rechercher. Un mauvais fonctionnement de la zone de clavage conduit, en principe et à terme, à l'apparition d'une insuffisance en travée. Voir le paragraphe 4.6 ci-après.

Des fissurations près des abouts, en face inférieure des poutres et remontant sur les âmes, peuvent apparaître dans le cas où, sur la longueur d'établissement de la précontrainte adhérente, la section d'about ne soit pas suffisamment armée.

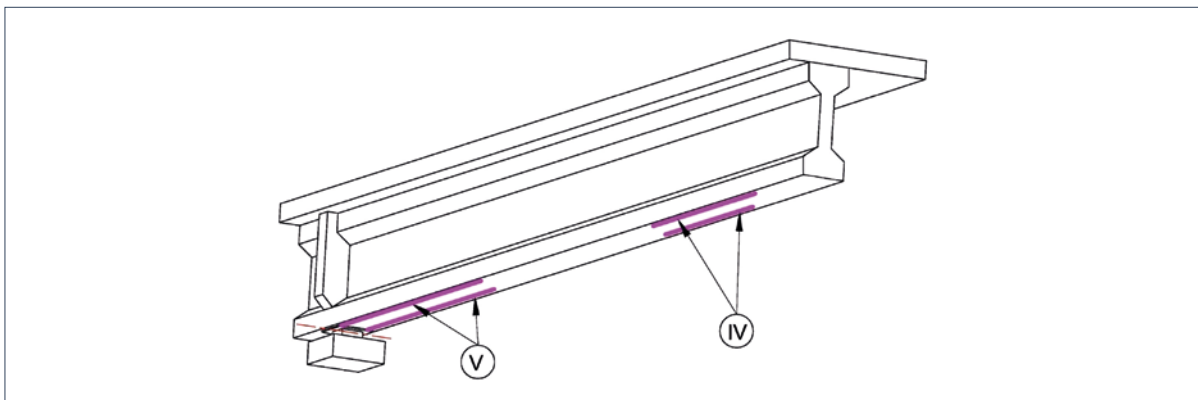
4.3.3 – FISSURATIONS DES POUTRES

Les fissures longitudinales ne doivent pas être confondues avec les fissurations entraînées par la corrosion des aciers passifs voire des gaines de précontrainte (et même des câbles dans les cas extrêmes).

Les fissures en sous-face des poutres sont classées selon trois types :

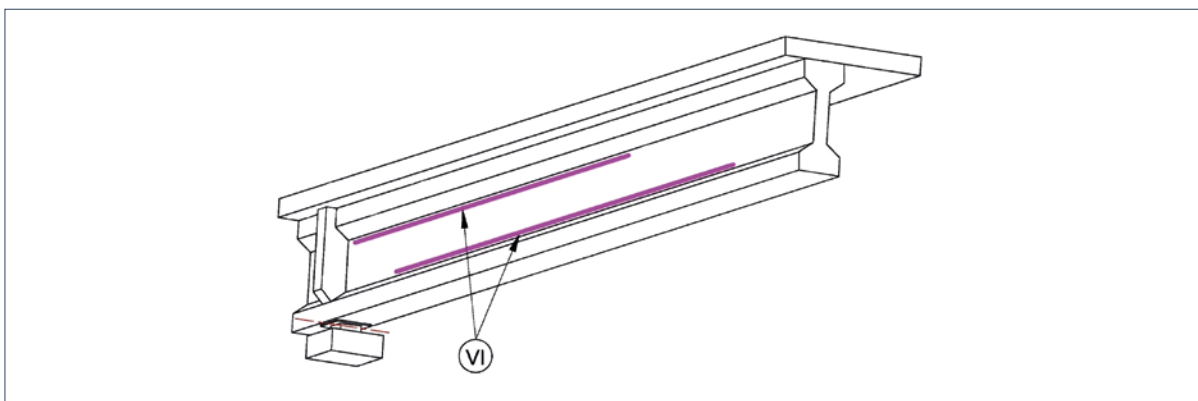
- en partie centrale et dues à la compression et dans le cas d'une insuffisance d'armatures passives de talon. Ces fissures apparaissent généralement à la mise en tension des câbles (précontrainte maximale avant pertes différées) (IV) ;
- aux abouts, du fait d'une insuffisance d'armatures transversales de reprise de la diffusion à l'about (V) ;

Figure 25 : Fissures en sous-face



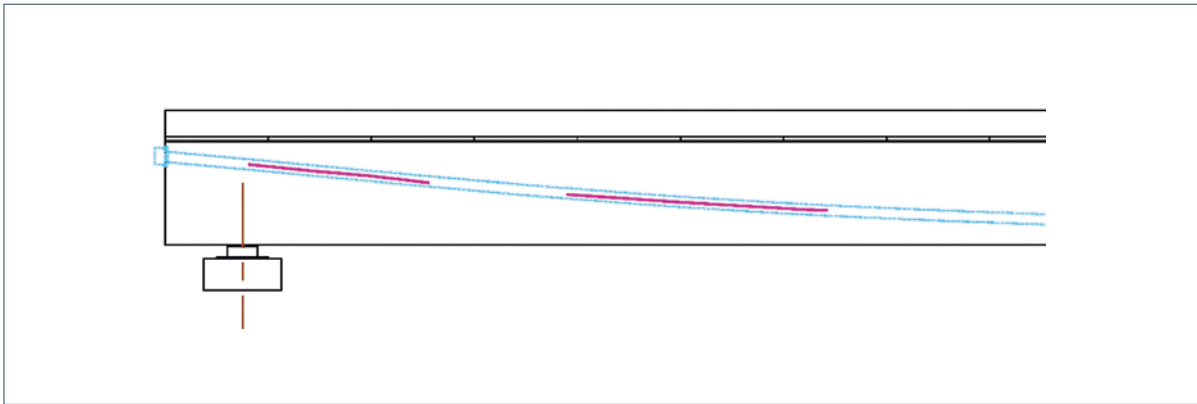
- à la jonction âme/gousset pour les poutres en I et dues à une insuffisance de couture de l'âme et des membrures. Ces fissures se situent le plus souvent à l'about mais peuvent aussi s'étendre sur tout ou partie de la longueur de la poutre (VI).

Figure 26 : Fissures à la jonction âme/gousset



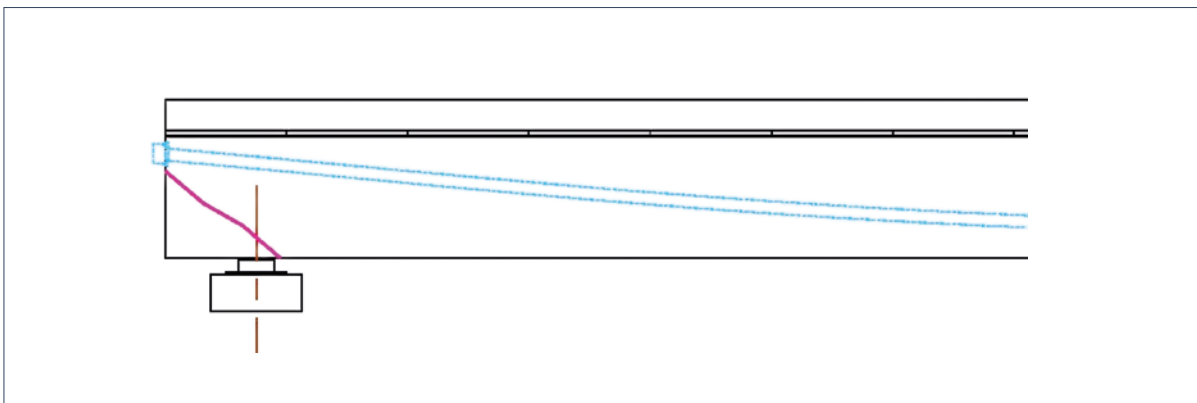
Les fissures le long des câbles se rencontrent en cas d'enrobage insuffisant, compte tenu des effets du retrait sur une section rétrécie.

Figure 27 : Fissures le long des câbles



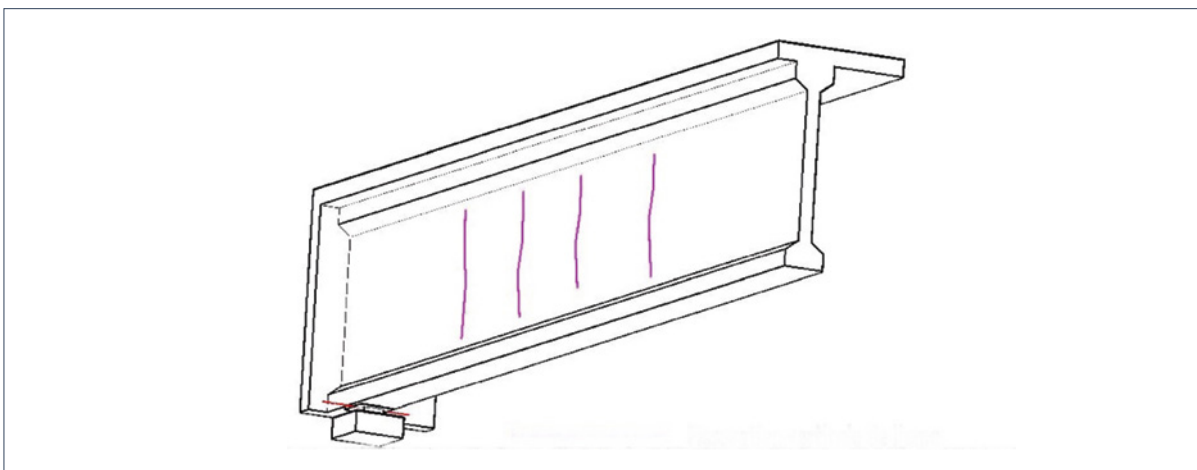
Dans le coin inférieur, sur appui, une fissuration oblique « découpant » le coin est liée à une position trop haute des ancrages de la précontrainte n'apportant pas la compression nécessaire sur la ligne de fissuration. Une insuffisance de ferrailage passif constitue un facteur aggravant.

Figure 28 : Fissure du coin inférieur de l'appui



En cas d'insuffisance des armatures horizontales dans les âmes, la fissuration verticale de retrait pour les âmes hautes n'est pas bien maîtrisée.

Figure 29 : Fissures verticales des âmes



4.3.4 – FISSURATION DES HOURDIS DES PONTS À POUTRES

Les hourdis des ponts à poutres peuvent être de deux types à reconnaître :

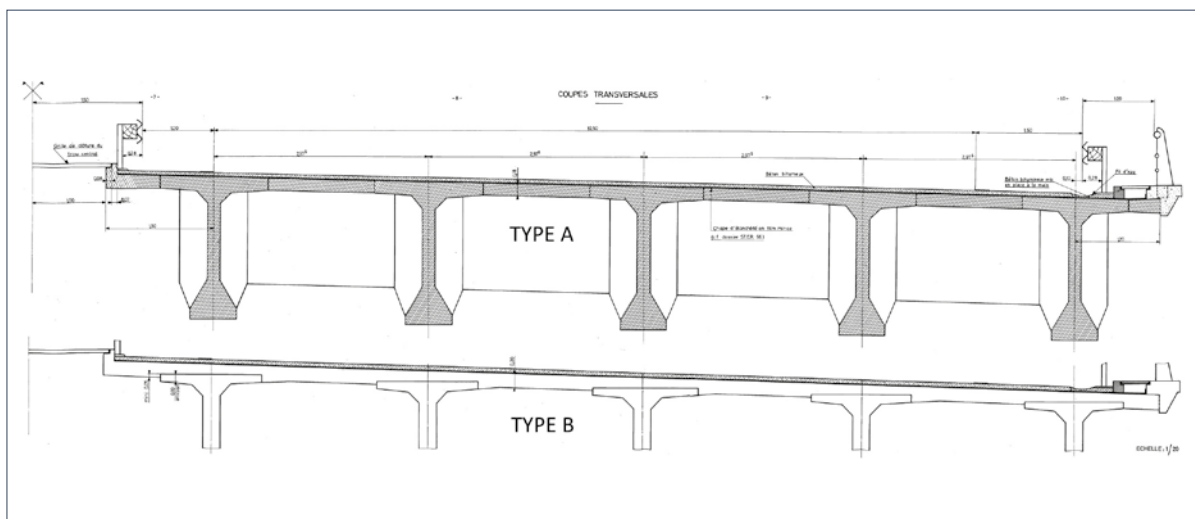
- type A - première génération : hourdis « intermédiaires » coulés en place disposés entre amorces des tables des poutres et éventuellement précontraints transversalement (surtout les VIPP) ;
- type B - seconde génération : hourdis « généraux » coulés en place au-dessus d'un coffrage perdu ou d'une dalle, en béton armé ou précontraint transversalement.

Nota : il peut exister des dalles apparentes en sous-face mais qui ne sont pas participantes. Malheureusement, ces dalles cachent les sous-faces du hourdis.

Le type A avec précontrainte transversale mérite une attention toute particulière : en effet, le plus souvent, la liaison entre les poutres et l'élément préfabriqué n'est pas armée. La liaison entre les poutres et les éléments préfabriqués est donc dépendante de l'efficacité et de l'intégrité d'une précontrainte transversale difficilement visible. En outre, les modalités de calcul de l'époque sont parfois critiques : câbles relativement espacés, résistance seulement assurée par l'équilibre de bielles de compression (cf. traité de M. Guyon [49]). Si la réserve de résistance ultime est en général satisfaisante, cette disposition, peu redondante, mérite une attention et une surveillance régulières de la part du gestionnaire : la défaillance d'un câble pourrait entraîner la ruine locale d'une section de hourdis.

Enfin, les câbles transversaux des ouvrages de toute première génération peuvent avoir été placés dans des « gorges » ménagées à cet effet dans le hourdis coulé en place. Ils sont alors très mal protégés. Il n'est pas rare que ces câbles soient trouvés complètement détendus. Heureusement, ces ouvrages comportent souvent un grand nombre de poutres assez rapprochées.

Figure 30 : VIPP types A et B



Le type A est soumis aux aléas de l'intégrité des câbles de précontrainte transversaux et des dispositions constructives (ferraillage passif). Une fissuration longitudinale sur un hourdis de type A (suivant son mode de dimensionnement) pourrait même être particulièrement grave et nécessiter des mesures de sauvegarde.

En tout état de cause, dans le cas de la présence d'une précontrainte transversale dans le hourdis, il faut être particulièrement vigilant quant à :

- l'état général des hourdis. Ils ne doivent présenter aucune ouverture ou fissuration tant aux jonctions des sections préfabriquées éventuelles qu'en section courante ;
- l'intégrité des câbles de précontrainte transversaux (absence de travaux intempestifs sur les superstructures, état des ancrages, état de l'étanchéité et du système d'assainissement).

4.3.5 – FISSURATION DES ENTRETOISES DES PONTS À POUTRES

Les entretoises des ponts à poutres VIPP sont souvent précontraintes et le ferrailage inexistant pour les ouvrages de première génération. Les considérations développées ci-dessus pour les hourdis s'appliquent (ce sont d'ailleurs souvent les mêmes ouvrages).

Dans le cas de vérinages par les entretoises, il convient de s'assurer que cela est possible mais il est souvent nécessaire de réaliser un renforcement. Des entretoises d'ouvrages à poutres ont été définitivement endommagées par des vérinages intempestifs mal conçus ou mal suivis.

4.4 – PONTS À NERVURES

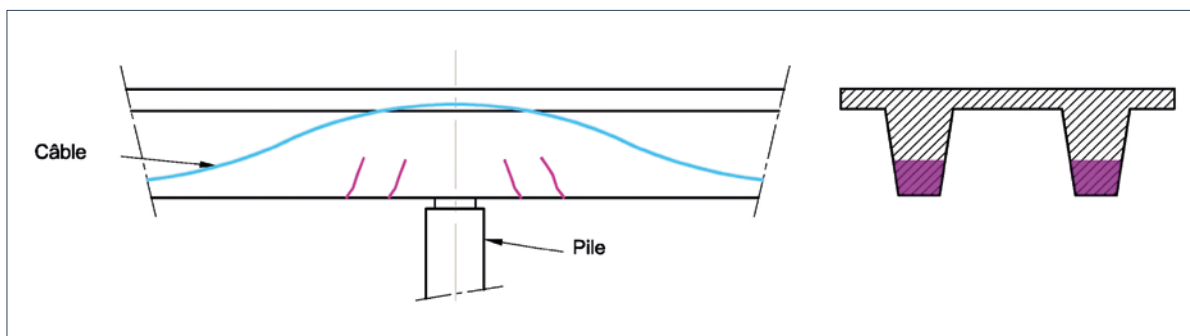
Les ponts à nervures peuvent présenter les désordres des ponts à poutres et des ponts-dalles.

Un désordre typique des ponts à dalle à nervures hautes, voire à poutres-caissons, coulés sur cintre, est des fissures de flexion proches des appuis intermédiaires.

Ces fissures sont en général apparues au moment de la mise en tension des câbles lorsque le poids propre encore partiellement repris par le cintre ne s'oppose pas à l'effet de la précontrainte excentrée vers le haut en ces points.

Ensuite, ces fissures peuvent être actives sous l'effet du gradient thermique.

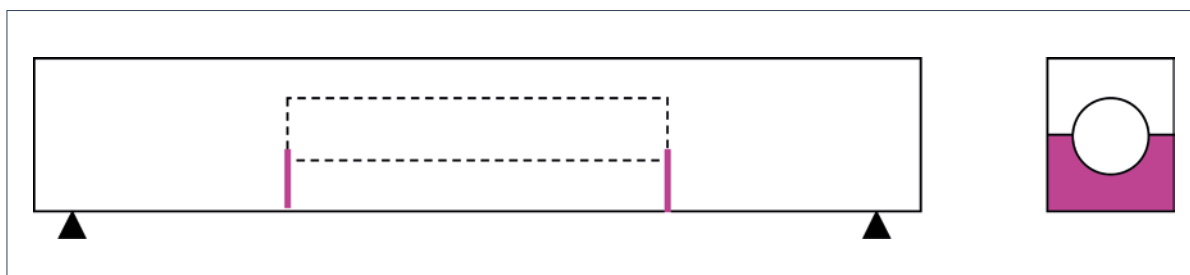
Figure 31 : Fissures près des appuis



Par ailleurs, certains viaducs à nervures (dalles de Homberg) ont été coulés en phases successives avec utilisation de coupleurs aux reprises sensiblement dans les zones de foyers (se reporter au paragraphe *Zones de couplage* pour les pathologies particulières qui en résultent).

Enfin, quelques ouvrages, assez rares, présentent des nervures élégies. D'une manière spécifique, les nervures élégies peuvent présenter une fissuration en extrémité de l'élégissement compte tenu des effets du retrait gêné au droit de la variation brutale de section.

Figure 32 : Fissuration de dalle élégie



4.5 – PONTS-CAISSONS EN BÉTON PRÉCONTRAIT

4.5.1 – GÉNÉRALITÉS

Il est rare qu'une seule cause engendre des fissurations importantes. Le plus souvent, il y a concomitance de plusieurs phénomènes agissant dans le même sens. La gravité est à évaluer au regard du mode de construction et de la présence de câbles traversant les sections ou non.

Les fissures dans les ponts-caissons en béton précontraint ont principalement pour causes :

- les insuffisances en flexion longitudinale, surtout du fait de la non-prise en compte (ou de la mauvaise prise en compte) des effets des déformations différées gênées (fluage) et du gradient thermique ;
- la conséquence en flexion transversale des effets de poussées au vide sur le hourdis inférieur, effets dus à la présence de la précontrainte dans un voile courbe et à des tractions générées par l'insuffisance en flexion longitudinale ;
- la mauvaise « prise en compte » de l'introduction de la précontrainte dans la structure (dans les différentes zones de diffusion des efforts de précontrainte, zones où siègent des effets d'entraînement du fait d'arrêt / reprise de précontrainte).

4.5.2 – FISSURES TRANSVERSALES DE FLEXION DANS LE HOURDIS INFÉRIEUR

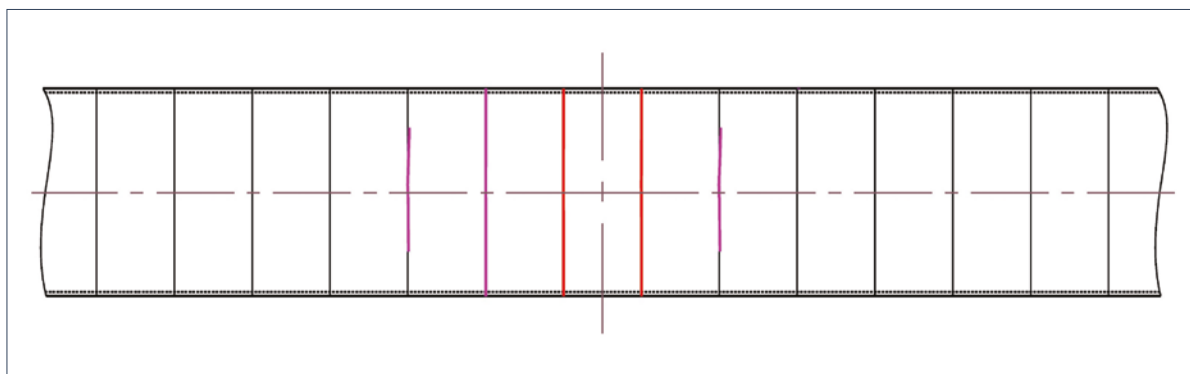
L'insuffisance de réserve de compression notamment du fait du gradient thermique et de la redistribution des efforts sous l'effet des déformations différées gênées (fluage) ou d'une mauvaise estimation des pertes de précontrainte, conduit à des contraintes de traction en fibre inférieure de plusieurs MPa non prises en compte lors de la conception. Cette insuffisance peut se traduire par des fissures transversales intéressant toute la largeur du hourdis inférieur et pouvant remonter dans les âmes.

Les joints de voussoirs sont particulièrement sensibles, car les reprises de bétonnage au droit de ces joints présentent une plus faible capacité vis-à-vis de la traction et font office de « section fusible ».

Les fissures se rencontrent en général dans les zones de plus faible réserve, soit entre le quart et le tiers de la travée, et notamment dans les zones dites de « *moment nul* ». Pour un ouvrage avec câbles de continuité courts, les fissures se situent vers le quart de la travée. Ceci est dû au gradient thermique qui est quasiment constant le long de la travée, alors que les charges d'exploitation présentent leurs maxima à la clé.

Ces fissures peuvent être ou non ouvertes à vide (sous les seules charges permanentes) selon l'importance du déficit en compression.

Figure 33 : Cartographie des fissures d'ouverture supérieure à 0,3 mm en sous-face du hourdis inférieur
(— 0,3 à 0,4 mm — 0,5 à 0,6 mm)

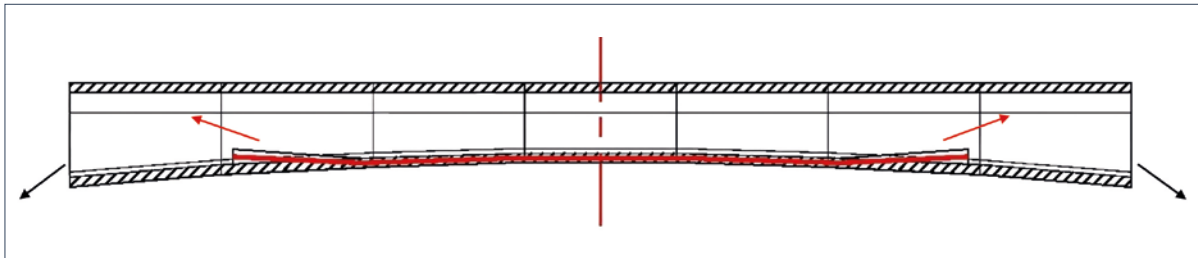


4.5.3 – FISSURES LONGITUDINALES DE POUSSÉE AU VIDE DANS LE HOURDIS INFÉRIEUR

Dans un caisson de hauteur variable, la courbure du hourdis inférieur engendre une poussée au vide de haut en bas sur le hourdis inférieur pour les actions ci-après :

- mise en tension des câbles de précontrainte (force F , espacement d) de continuité implantés dans le hourdis inférieur. Poussée au vide $p = F / (R.d)$;
- traction (σ) du hourdis inférieur d'épaisseur e sous les charges d'exploitation et le gradient thermique. Poussée au vide $p = \sigma \times e / R$

Figure 34 : Rayon de courbure (R) du hourdis inférieur à la clé



Sur la section transversale du caisson, cette poussée au vide se traduit par un chargement vertical descendant sollicitant en flexion transversale le hourdis inférieur, lorsque les câbles sont répartis sur sa largeur. Si le hourdis n'a pas été armé vis-à-vis de cet effet, il apparaît des fissures perpendiculaires au cadre soit longitudinales à l'ouvrage.

Compte tenu du fonctionnement en cadre, ces fissures apparaissent à la liaison avec l'âme en face supérieure et en sous-face au voisinage de l'axe du tablier.

Figure 35 : Cartographie sous la face du hourdis inférieur (seules les fissures d'ouverture supérieure à 0,3 mm sont représentées)

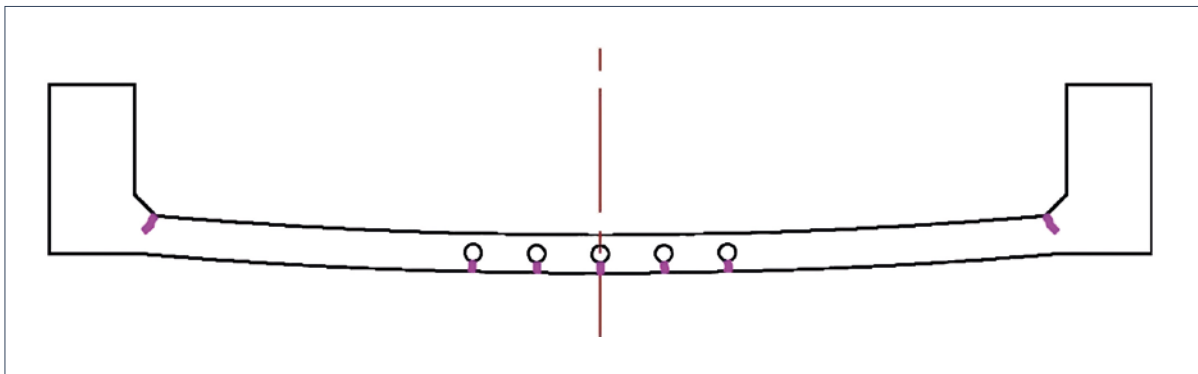
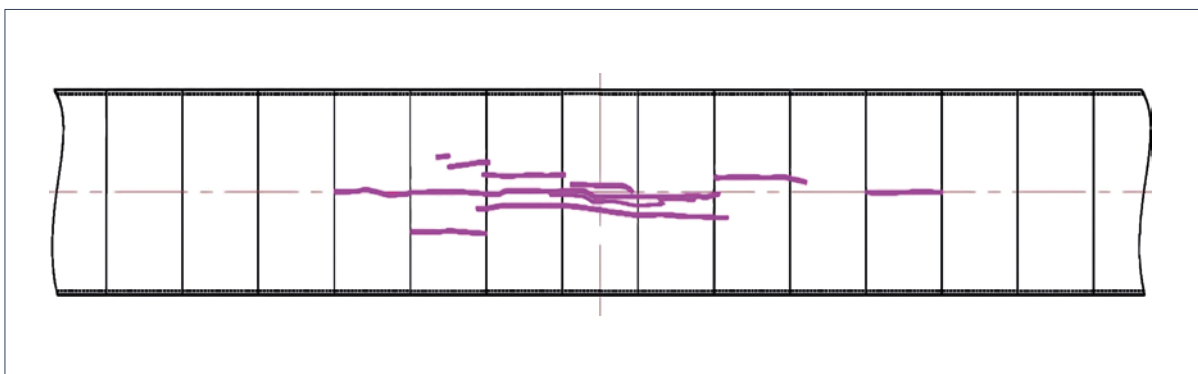


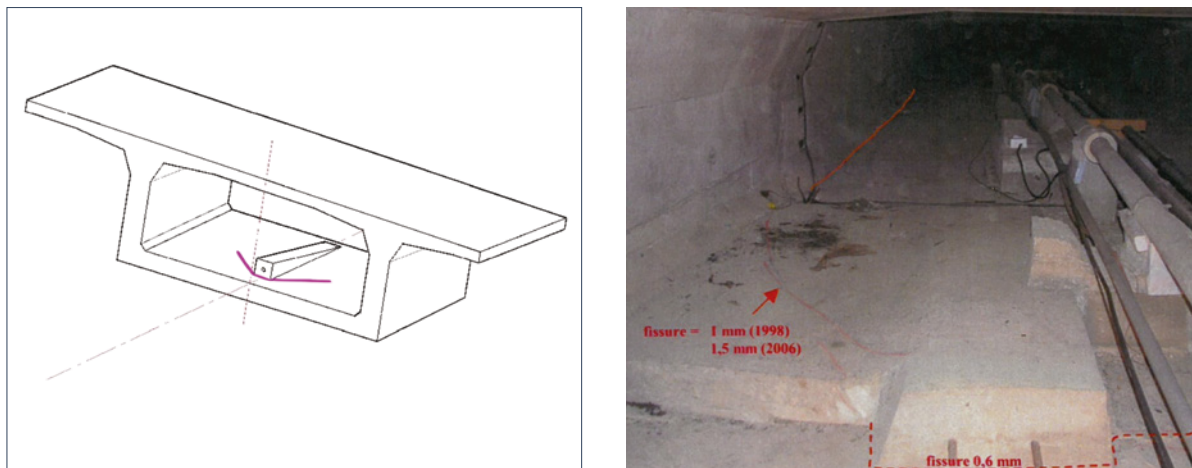
Figure 36 : Ouverture entre 0,4 et 0,7 mm dans le voussoir de clé



4.5.4 – FISSURES D'ENTRAÎNEMENT ET DE DIFFUSION DANS LE HOURDIS INFÉRIEUR

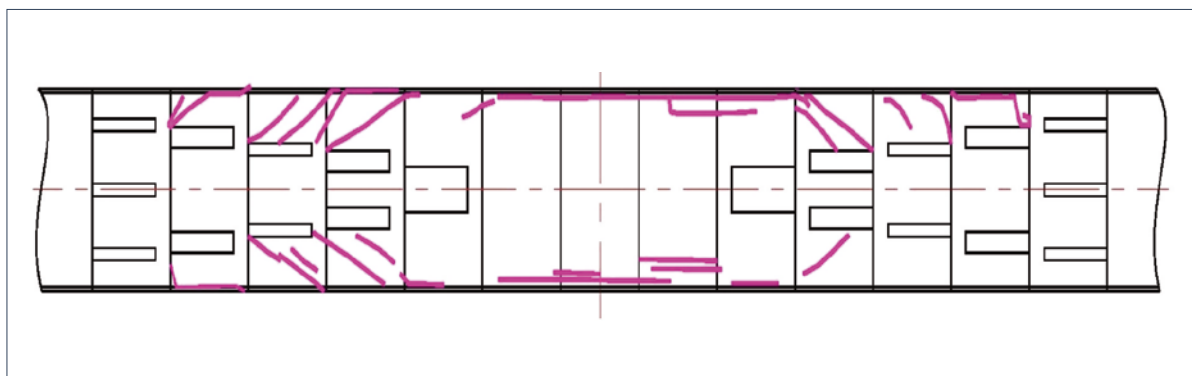
Dans les ouvrages pour lesquels les effets de l'introduction de la précontrainte ont été mal pris en compte, des fissures se rencontrent à l'arrière et sur le côté de l'ancrage des câbles.

Figure 37 et Photo 65 : Fissures d'entraînement



Dans certains cas, ces fissures rejoignent les fissures longitudinales de poussée au vide à la jonction de l'âme. Elles « prédécoupent » la plaque contenant la précontrainte de continuité comme sur l'exemple ci-dessous.

Figure 38 : Cartographie face supérieure hourdis inférieur avec câbles de continuité ancrés en bossage.
Seules les fissures d'ouverture supérieure à 0,3 mm sont représentées.
Ouverture entre 1,2 et 1,5 mm le long de l'âme – Ouverture de 0,5 à 0,7 mm entre bossages et âme.



4.5.5 – RENCONTRE DE DEUX ZONES DE DIFFUSION, INSUFFISANCE À L'EFFORT TRANCHANT

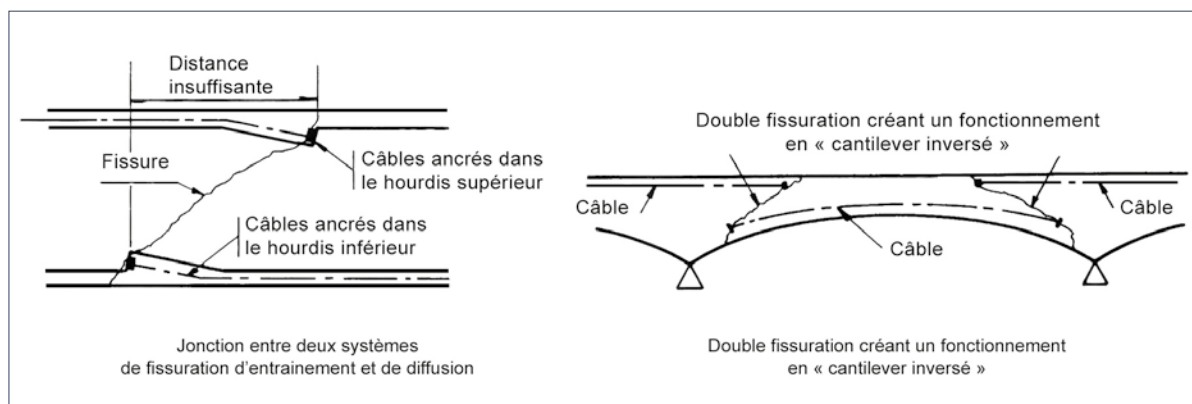
Du fait de la diffusion, la précontrainte n'intéresse pas toute la section de béton dans les zones d'ancrage des câbles.

Il a été rencontré sur quelques ouvrages (notamment sur les premières générations de ponts-caissons mis en place par poussage) une pathologie particulière dans les zones de recouvrement de la diffusion des câbles respectivement ancrés dans les hourdis supérieur et inférieur. Ceci se produit si les zones d'application en hourdis inférieur et supérieur sont trop proches l'une de l'autre.

Il y a alors dans les âmes un cumul entre les effets de la diffusion de ces deux familles de câbles et l'effet de l'effort tranchant / torsion. Il peut en résulter une importante fissuration inclinée de l'âme.

Ce fonctionnement, dit en « cantilever inversé », est donc une pathologie grave qui nécessite des mesures de sauvegarde.

Figure 39 : Fissuration en « cantilever inversé »

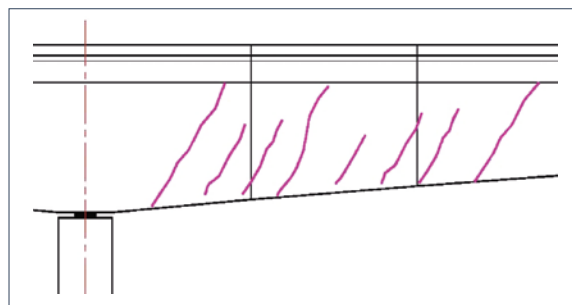


4.5.6 – FISSURES D'EFFORT TRANCHANT DANS LES ÂMES

Ces fissures inclinées localisées, qui se rencontrent principalement près des appuis, sont dues à une insuffisance vis-à-vis de l'effort tranchant.

Elles peuvent être initiées par des fissures transversales du hourdis inférieur qui se prolongent dans l'âme et s'inclinent, ce qui traduit à l'origine une insuffisance en flexion.

Figure 40 : Fissuration d'effort tranchant

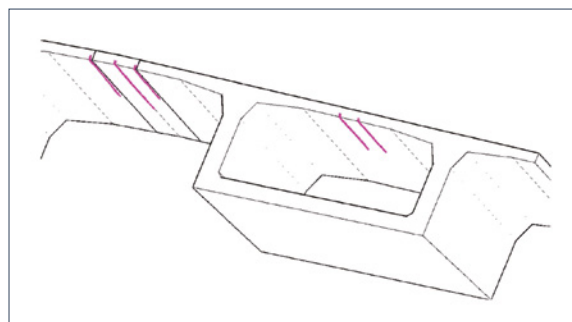


4.5.7 – FISSURES LONGITUDINALES EN SOUS-FACE DU HOURDIS SUPÉRIEUR

Ces fissures peuvent avoir pour origine :

- une insuffisance de résistance en flexion transversale ;
- un mauvais excentrement de la précontrainte transversale ;
- le retrait gêné du hourdis (par exemple : retrait différentiel du hourdis entre deux voussoirs ou entre deux caissons).

Figure 41 : Fissuration longitudinale du hourdis supérieur

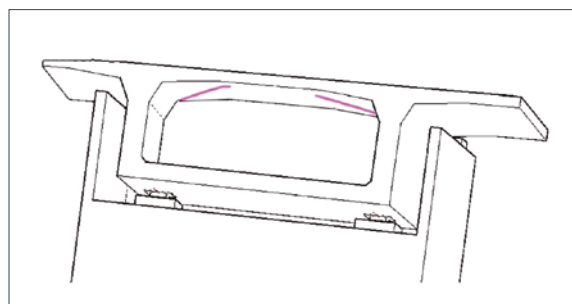


4.5.8 – FISSURES OBLIQUES DES HOURDIS PRÈS DES CULÉES

Ces fissures sont dues à la diffusion de la précontrainte des câbles ancrés à l'about et à l'insuffisance d'armatures transversales.

Si elles sont maîtrisées (fines et régulièrement réparties), ces fissures peuvent également traduire un fonctionnement transversal normal en béton armé.

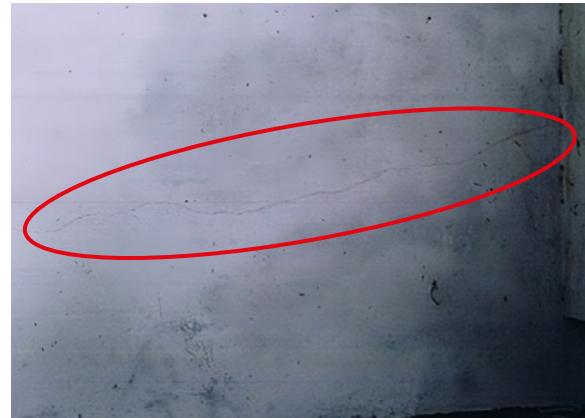
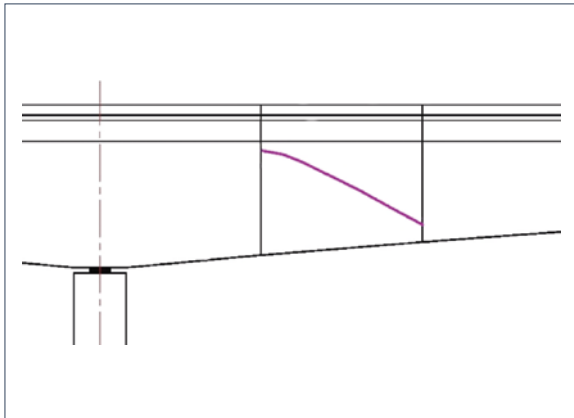
Figure 42 : Fissuration oblique des hourdis près des culées



4.5.9 – FISSURES LE LONG DU CÂBLE

Ces fissures apparues à la construction se stabilisent par la suite. Elles sont liées à la diffusion de la précontrainte dans l'âme et à la réduction de la section de béton au droit du câble.

Figure 43 et Photo 66 : Fissure le long du câble



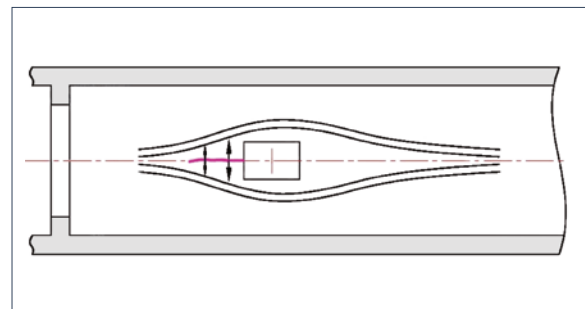
Ces fissures sont sans gravité dans la mesure où elles sont « refermées » par le poids propre.

Ce type de fissuration se rencontre en particulier le long des câbles de fléau, surtout lorsque de nombreux câbles de forte puissance sont ancrés dans une même section ou aux abouts des tabliers, zones où de nombreux ancrages se trouvent rassemblés sur les âmes.

4.5.10 – FISSURES LONGITUDINALES AU VOISINAGE D'UNE OUVERTURE DU HOURDIS INFÉRIEUR

Les isostatiques de compression appliquées au hourdis inférieur par les câbles de précontrainte ancrés à l'about sont déviées au voisinage d'une ouverture. Cette déviation génère, en perpendiculaire à ces lignes, des contraintes de traction. Des fissures peuvent apparaître si un ferrailage transversal suffisant (chaînage) n'a pas été mis en place autour de l'ouverture.

Figure 44 : Fissures de diffusion au voisinage d'une ouverture



4.5.11 – ZONES DE COUPLEURS

Tous les procédés de précontrainte postérieurs à 1962 proposent une solution de raboutage des câbles, qui permet, même dans la construction par phases du tablier (tablier à caisson, ponts cantilever, ponts construits par poussage, etc.) de transmettre l'effort de précontrainte d'un ancrage à l'autre.

Toutefois, cette technique possède ses propres limitations, qu'il est important d'avoir présentes à l'esprit lorsqu'on diagnostique un pont à tablier hyperstatique.

4.5.11.1 Fonctionnement idéal

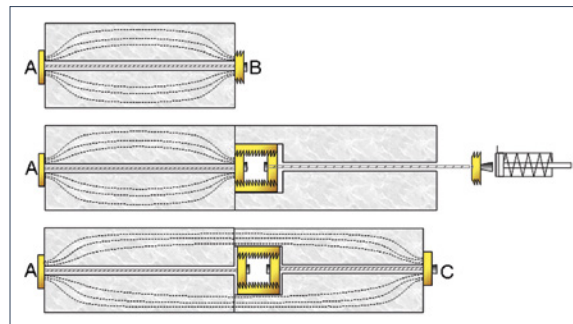
Considérons un premier tronçon de tablier AB (Figure 45-1) : la mise en tension du câble se traduit par une compression correspondante du béton. Il convient toutefois d'observer que l'effort normal ne s'homogénéise dans toute la hauteur du tablier qu'à une certaine distance des ancrages A et B. Près des ancrages, la précontrainte produit inévitablement des poinçonnements et les courbes isostatiques représentées ci-après doivent nécessairement aboutir aux plaques d'ancrage.

Lorsqu'on rapporte le voussoir suivant, un câble BC est rabouté en B au câble AB pour mettre en précontrainte l'ensemble des deux tronçons. Techniquement, le coupleur B est isolé du béton par un capot métallique. Avant la mise en tension du câble BC en B, seul le voussoir AB est précontraint (Figure 45-2).

Lorsqu'on met en tension le câble (raccordé) AC par son extrémité C :

- ou bien l'effort exercé par le câble BC dépasse la tension initiale du tronçon ; ce qui entraîne un décollement de l'ancrage B du premier voussoir, sans pour autant provoquer de décompression de ce premier voussoir, car par l'égalité de l'action et de la réaction l'effort appliqué en C se transmet par le béton périphérique à la réservation du coupleur. Les isostatiques contournent la zone de coupleur (Figure 45-3 ci-contre) ;
- ou bien l'effort exercé par le câble BC demeure inférieur à la tension initiale du tronçon AB, auquel cas l'ancrage B reste au contact du premier voussoir : l'effort appliqué en C est transmis par le béton entourant le coupleur. Il en résulte que le premier voussoir conserve sa précontrainte de première phase, le second voussoir ne bénéficiant que de la précontrainte de deuxième phase (celle exercée par le câble BC), légèrement inférieure.

Figure 45 (1 - 2 - 3) : Fonctionnement « idéal » d'un coupleur et visualisation des isostatiques de précontrainte



4.5.11.2 Fonctionnement réel

Au cours de la première phase, les zones d'ancrage en A et B créent un poinçonnement local des sections d'about : ces sections, en se déformant, perdent leur planéité (Figure 46-1). Puis le tronçon suivant est rapporté par une reprise de bétonnage au niveau du coupleur (Figure 46-2). La mise en tension depuis la section C (Figure 46-3) du câble raccordé AC s'accompagne de trois phénomènes :

1) Défaut de planéité de la section de couplage

La section B recouvre en partie sa planéité, provoquant une fissuration périphérique du béton, qui se traduit par un défaut de conjugaison des voussoirs et une mauvaise répartition de la précontrainte.

2) Les coupleurs perturbent le cheminement des contraintes

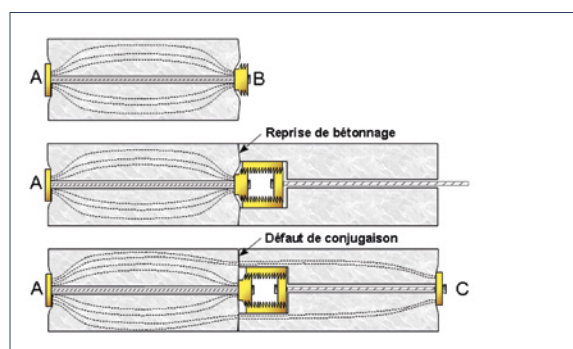
Il y a couramment plus d'une dizaine de câbles à raccorder entre les différents éléments d'une dalle, ce qui réduit la section de béton. Les coupleurs sont des pièces d'acier, dont la raideur est cinq fois supérieure à celle du béton : les efforts de compression transitent donc préférentiellement par ces inserts. Les isostatiques sont donc déviées au voisinage des sections de couplage, créant des concentrations de contraintes. Pour cette raison, les ponts de bonne conception ne comportent pas plus de 50 % de câbles couplés dans une section.

Si le coupleur fonctionne normalement, il apparaît un « vide » à l'arrière du capot correspondant à l'espace réservé pour son déplacement.

3) Les coupleurs sont parfois bloqués

Jusqu'en 1975, on utilisait parfois des coupleurs sans capot : l'ancrage B ne pouvait se déplacer par rapport au béton lors de la mise en tension de BC. La section de jonction du tronçon BC n'était pas également précontrainte sur toute sa surface, ce qui pouvait se traduire par la formation de fissures sous des chargements importants. Il se pouvait aussi que le capot soit bloqué.

Figure 46 (1 - 2 - 3) : Fonctionnement réel d'un coupleur sans contact (avec déplacement normal du capot)



D'une manière générale, la présence de coupleurs dans un pont est susceptible de créer des fissures transversales, dont la position est alors caractéristique du phénomène (elles se trouvent au droit des zones de couplage).

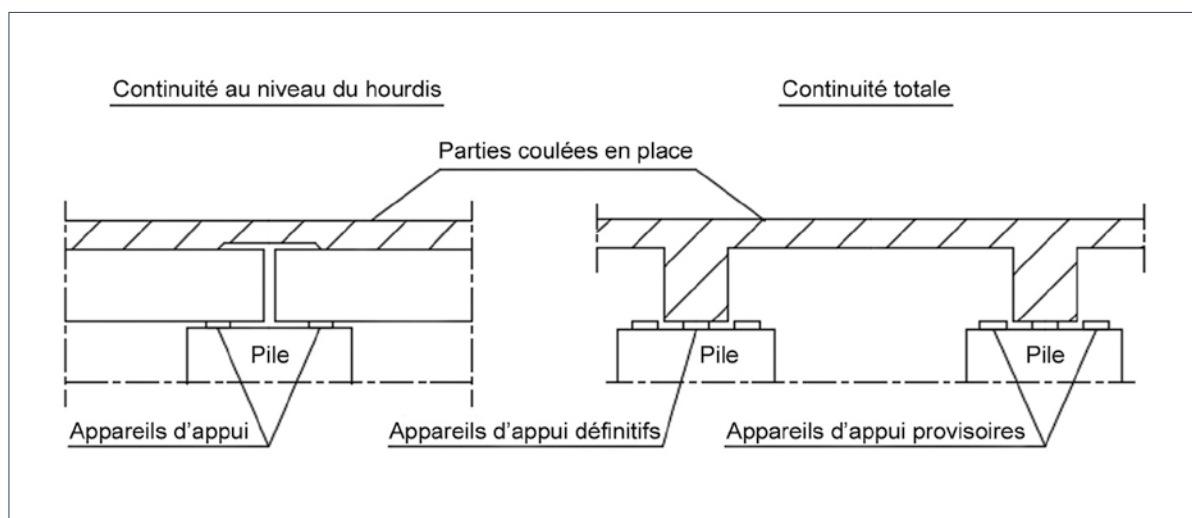
4.6 – « ENFERMEMENT » D'EFFORTS, APPAREILS D'APPUI DÉFECTUEUX, ATTELAGES DÉFECTUEUX

Un certain nombre de ponts à nervures (ou à poutres préfabriquées) de portée moyenne, exécutés sur des appuis simples et rendus ensuite continus au moyen d'un noyau de béton armé, présentent des fissurations à la jonction des poutres et du béton de solidarisation (dans certains ouvrages, le noyau de béton est traversé par des armatures de précontrainte en chapeau).

Dans les différents cas étudiés, il n'y a pas eu d'analyse précise des sollicitations et des déformations susceptibles de s'exercer dans cette structure composite, en particulier sous l'action du retrait, du fluage et de la température, pendant et après le durcissement du béton du noyau de clavage.

Ces fissures peuvent être accentuées ou mises en évidence par de mauvaises dispositions constructives (sections de clavage de trop petite dimension, mauvaise disposition des armatures, béton de clavage inadapté, etc.).

Figure 47 : Travées rendues continues



En conséquence, la fissuration du noyau de clavage réduit l'encastrement sur appui et la structure ne peut donc plus fonctionner comme une poutre continue. Ainsi les moments fléchissants réels en travée sont plus importants que ceux pris en compte dans les calculs.

Dans ce cas, la structure risque de présenter une insuffisance de résistance à la flexion de ses sections médianes. De plus, les déformations (flèches) s'en trouvent majorées et les défauts d'intégrité des sections sur piles peuvent initier des dégradations des matériaux.

5 – CAS DES OUVRAGES RÉPARÉS

Certains ouvrages ont pu faire l'objet de réparations successives, les désordres éventuellement rencontrés et les causes ne sont toutefois pas spécifiques.

Ceci recouvre par exemple quelques cas de réparations par précontrainte extérieure qui ont présenté des désordres par la suite (rupture de câbles ou de gaines), une mauvaise estimation de la précontrainte additionnelle, déviateurs insuffisamment cloués, effets parasites sous-estimés.

Ceci impose un regard sur l'ensemble du dossier d'ouvrage d'un ouvrage réparé.



Photo 67 :
Exemple d'une réparation infructueuse :
injection de joint sans précontrainte additionnelle
et réapparition de la fissuration du joint l'été
suivant sous les effets cumulés du gradient
et des charges d'exploitation

6 – CHOCS ET INCIDENTS DIVERS

6.1 – CHOCS

En matière de chocs au niveau des tabliers, certaines familles d'ouvrages précontraints présentent des fragilités qu'il convient de garder à l'esprit. Ainsi, les ouvrages à poutres (les PRAD à poutres en I par exemple) sont vulnérables vis-à-vis des chocs latéraux. En cas de choc, ce sont bien souvent les poutres de rives qui peuvent être irrémédiablement endommagées. Des poutres situées en partie intermédiaire de l'ouvrage peuvent aussi être touchées par un effet de rebond suite au premier choc.

En fonction de l'intensité du choc, des dommages plus ou moins importants peuvent affecter les poutres. En cas de rupture de torons et/ou de fracturation très importante, il est nécessaire de remplacer à la fois la poutre, mais aussi la partie de hourdis qui la recouvre. Si la situation de l'ouvrage le rend particulièrement vulnérable aux chocs, le remplacement de la poutre de rive exposée par une poutre métallique remplie de béton, assure une meilleure protection de celle-ci. Toutefois, suivant la nature du choc, les poutres intermédiaires peuvent être également touchées et à changer.

Photo 68 : Choc sur PRAD en rive



Photo 69 : Rebond sur une poutre intermédiaire



6.2 – INCENDIES

Les ouvrages précontraints sont sensibles aux incendies. Les quelques ouvrages comportant des câbles de précontrainte extérieure situés à l'extérieur de la structure y sont en outre particulièrement vulnérables.

Il convient de limiter l'exposition aux incendies, par exemple, en condamnant les délaissés sous ces ouvrages, en évitant d'y créer des parkings, des campements provisoires, des zones de stockage de bois et produits combustibles, ainsi qu'en assurant une protection efficace contre les intrusions intempestives dans les caissons et délaissés.

Photo 70 : Importante dégradation d'un ouvrage en béton précontraint après un incendie



6.3 – SONDAGES, PERCEMENTS

Les câbles de précontrainte transversale des hourdis sont exposés aux percements en surface lors de travaux sur les équipements, les réseaux. Tous les câbles intérieurs sont exposés lors de travaux de réparation (ajout de précontrainte, création de déviateurs ou ancrages) ou de travaux relatifs à la pose d'équipements (par exemple, traverse précontrainte d'une tranchée couverte).

Le risque est un endommagement de torons, des coupures de fils qui réduisent très significativement la précontrainte au droit de l'incident.

Tout sondage ou perçement agressif (carottage, etc.) sur un ouvrage précontraint doit donc être précédé d'une reconnaissance précise de la position des câbles. Comme il n'est pas toujours possible de se fier aux plans d'exécution, suivant la nature des pièces à sonder ou traverser, il est recommandé d'effectuer une reconnaissance préalable qui peut se faire par radar ou gammagraphie. Toutes les zones à percer doivent être repérées.

Dans le cas d'ouvertures de « fenêtres » pour examen ou mesure de tension dans les câbles, les mêmes précautions s'appliquent. À ce sujet, il est déconseillé de prévoir des fenêtres en rive des talons, nécessitant d'abattre les arêtes extérieures, difficiles à reconstituer. On évitera aussi la coïncidence des fenêtres dans une même section transversale, au risque d'affaiblir localement la structure. Enfin, les fenêtres doivent être soigneusement refermées par une entreprise spécialisée.

Photo 71 : Carottage interrompu au niveau d'un câble



Photo 72 : Fils coupés lors d'un carottage non maîtrisé pour l'ouverture d'une fenêtre





CHAPITRE 4

Surveillance

1 – IMPORTANCE ET COMPLEXITÉ DE LA SURVEILLANCE

La précontrainte est une technique durable mais plus récente et plus complexe que le béton armé, pouvant présenter des pathologies spécifiques.

Entre les années 1950 et le début des années 1970, quelques-uns de ses aspects, mal maîtrisés lors de la conception ou de l'exécution, ont pu engendrer des désordres, de même que les techniques d'injection de câbles de précontrainte extérieure dans les années 1980-2000. La précontrainte extérieure se décline aussi en solution de renforcement d'ouvrage et concerne finalement plusieurs générations d'ouvrages, construits ou renforcés par précontrainte à des époques différentes, suivant des technologies bien identifiées dans ce guide.

Par ailleurs, certaines parties d'ouvrages sont particulièrement sensibles aux cheminements de l'eau. Or, l'intégrité de ces parties d'ouvrages, fréquemment cachées ou difficilement accessibles, conditionne la protection de la précontrainte : ancrages d'armatures au droit des joints de chaussée, encoches à l'extrados de tabliers à poutres, articulations en travée (cantilever), etc.

Il est souvent question dans ce document des « fissures » des ouvrages. La fissuration d'un ouvrage précontraint est évidemment un sujet de préoccupation qui doit conduire le gestionnaire à s'interroger quant à un fonctionnement anormal. À ce titre, il faut rappeler les éléments suivants concernant les fissures :

- les fissures d'un ouvrage en béton précontraint ne sont pas toutes facilement décelables, *a fortiori* sous charges. L'interprétation des résultats des actions de surveillance d'un ouvrage précontraint nécessite un bon niveau d'expertise car une fissure même très fine peut être le signe d'un fonctionnement anormal. Le chapitre 3 détaille la typologie des fissurations suivant les pathologies rencontrées ;
- elles peuvent être le reflet d'un défaut de conception initial (lié notamment à la non-prise en compte du gradient thermique et de fluage) ; la plupart de ces ouvrages, construits dans les années 1950-70, susceptibles de tels défauts (de conception), ont été repérés et beaucoup ont été traités ;
- les fissures peuvent être le stade ultime d'évolution d'une pathologie affectant l'intégrité des matériaux (notamment la précontrainte) du fait d'une grande variété de causes initiatrices. Ce cas est alors particulièrement grave et doit susciter l'entière vigilance du gestionnaire. Une telle situation peut être évitée par une surveillance spécifique de la précontrainte et des équipements d'assainissement et de protection, telle qu'elle est recommandée dans ce guide ;
- il faut rappeler que certaines fissures sont « normales » quand elles traduisent un fonctionnement en béton armé normal de la pièce observée.

Les désordres se manifestent généralement deux ou trois décennies après la construction ou l'apparition de la cause initiatrice. Aussi, il résulte de ces considérations que le gestionnaire doit accorder une importance toute particulière à la surveillance des ouvrages d'art en béton précontraint, cerner les techniques utilisées et bien connaître leur fonctionnement et celui de leurs équipements. À ce titre, un grand nombre d'ouvrages précontraints sont soumis à des inspections détaillées et il est crucial d'assurer la bonne conservation des dossiers de ces ouvrages.

2 – CADRE DE LA SURVEILLANCE

La surveillance est définie de manière générale par les fascicules 0 et 2 de l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art de décembre 2010. Le rôle du gestionnaire est d'établir et de mettre en œuvre efficacement un système de surveillance puis d'organiser la remontée d'informations jusqu'à un niveau de fonction adéquat afin qu'il y ait prise de décision sur la suite technique à donner.

Pour assurer cette surveillance, il conviendra de toujours de se référer, notamment, aux « éléments de référence pour la gestion » établis à la mise en service conformément aux prescriptions du fascicule 1 de l'ITSEOA (sous-dossier 2 du *Dossier d'ouvrage*). Par exemple, les éléments suivants seront particulièrement utiles pour la préparation de visites ou d'inspections détaillées :

- **pièce 2.1 : le dossier photographique établi** lors de la construction ;
- **pièce 2.2 : l'état de référence**, qui comprend, entre autres, l'inspection détaillée initiale ;
- **pièce 2.3 : le document signalétique**, qui décrit les principales caractéristiques de l'ouvrage (fiche signalétique, plans descriptifs, particularités de l'ouvrage, méthodes et historique de la construction) ;
- **pièce 2.4 : le document de synthèse** établi et comprenant notamment les points faibles éventuels, les prévisions d'évolution de l'ouvrage et les opérations spécifiques de surveillance et d'entretien à prévoir ;
- **pièce 2.5 : la notice de surveillance et d'entretien**, qui constitue en quelque sorte le mode d'emploi complet de l'ouvrage ;
- **pièce 2.6 : le dossier d'intervention ultérieure sur l'ouvrage (DIUO)**, qui rassemble toutes les données de nature à faciliter la prévention des risques professionnels lors d'interventions ultérieures sur l'ouvrage, telles que les visites et les opérations d'entretien ;
- **pièce 3.2 : le dossier de surveillance**, qui comprend l'ensemble des rapports de visites déjà effectuées.

2.1 – PATROUILLAGE ET CONTRÔLE ANNUEL

Les ouvrages en béton précontraint ne comportent pas de particularité vis-à-vis de ces actions de surveillance.

2.2 – VISITE D'ÉVALUATION

La visite d'évaluation, qui permet d'effectuer la cotation de l'état apparent de l'ouvrage, revêt une importance fondamentale, notamment pour les ouvrages en béton précontraint ne faisant pas l'objet d'une inspection détaillée.

Dans un premier temps, on observera en particulier :

- les irrégularités locales ou générales du profil en long ;
- les distorsions des appareils d'appui ;
- les ouvertures ou fermetures anormales des joints de chaussée ;
- les symptôme de circulation d'eau à travers le tablier.

Pour le tablier, les points à examiner, qui dépendent bien entendu du type de structure (dalle, poutres, poutres-caissons, etc.) sont ceux qui permettent de relever les désordres décrits dans le chapitre 3 du présent guide. En première approche, toute fissure observée sur une structure précontrainte doit être considérée comme suspecte.

La visite d'évaluation doit faire l'objet d'un procès-verbal, accompagné de photos et de quelques schémas repérant les observations significatives.

Après analyse par un spécialiste, quand les fissurations observées sont confirmées comme « suspectes », en particulier les nouvelles fissures, le gestionnaire devra prévoir la réalisation d'une inspection détaillée si l'ouvrage n'en fait pas l'objet.

2.3 – INSPECTION DÉTAILLÉE PÉRIODIQUE

Les inspections détaillées périodiques concernent au moins les grands ouvrages précontraints (autres que les dalles ou les poutres, etc.) et les ouvrages pathologiques ou de familles présentant un vieillissement accéléré (VIPP antérieurs à 1965, etc.).

L'inspection détaillée consiste en un examen visuel qui peut, le cas échéant, être complété par des auscultations et des mesures (par exemple mesure du souffle d'un joint fissuré sous circulation, etc.). Elle doit concerner l'ensemble des parties de l'ouvrage.

L'annexe 5 du fascicule 2 de l'ITSEOA, de décembre 2010, *Conseils pour l'organisation d'une inspection détaillée périodique sous-traitée ou non*, présente les recommandations générales. Les précisions suivantes s'appliquent plus spécifiquement aux ouvrages précontraints.

2.3.1 – DÉROULEMENT, PRÉPARATION

L'inspection détaillée des ouvrages d'art en béton précontraint ne peut être effectuée convenablement sans une bonne connaissance des particularités de ces ouvrages aux fonctionnements très diversifiés et complexes. Elle doit être pilotée sur le terrain par un agent qualifié de niveau ingénieur ayant acquis une solide expérience de leurs pathologies. Au contraire des ouvrages en béton armé, les fissures des ouvrages précontraints ne sont pas toutes facilement décelables car souvent très fines.

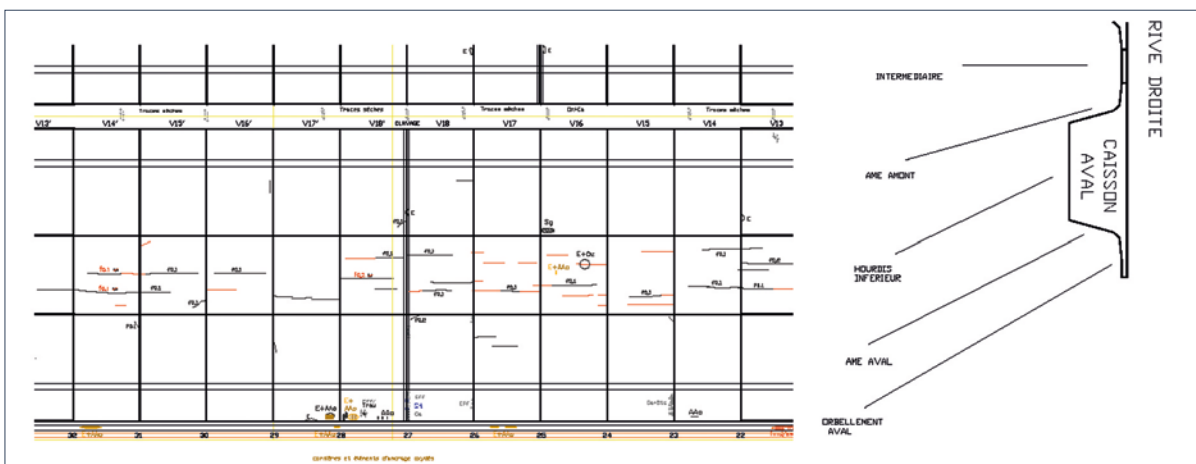
La finesse des désordres à observer nécessite de mettre en œuvre des moyens d'accès particuliers, de façon à pouvoir toucher les parements à la main. Pour l'intérieur des poutres-caissons, notamment ceux dont le hourdis inférieur est encombré de matériaux ou couvert d'une épaisse couche de poussière, il est important d'effectuer avant inspection un nettoyage, qui doit se faire exclusivement par aspiration (sans eau).

Compte tenu de son expérience et de ses connaissances, l'inspecteur saura désigner les zones à expertiser plus particulièrement : zones d'ancrage des câbles, zones d'effort tranchant, joints de voussoirs, zones d'arrêt de plusieurs câbles dans les ponts à poutres caissons, etc.

La connaissance de l'époque de conception de l'ouvrage et la disponibilité des plans de câblage sont des éléments importants et révélateurs des zones à regarder en priorité. Le câblage des poutres et des dalles a peu varié dans le temps. Pour les poutres-caissons, le schéma de câblage a fortement évolué au fil des décennies avec l'apparition de la précontrainte extérieure, et avec l'augmentation du rapport entre quantité de précontrainte extérieure et intérieure.

Pour le relevé des observations, il importe que toutes les parties d'un ouvrage soient repérées au moyen d'une codification claire : numérotation des voussoirs, des poutres, etc. Des fonds de plans doivent être préparés pour l'ensemble des parties de l'ouvrage, suivant une échelle permettant de travailler de manière précise, en particulier pour les fissures représentatives de problèmes de fonctionnement de la structure.

Figure 48 : Exemple de schéma de relevé des observations sur une poutre-caisson de hauteur constante (vue développée)



Les travées ou fléaux doivent être représentés d'une manière continue afin de pouvoir apprécier globalement la fissuration. Dans les zones fissurées, il convient, en outre, de reporter le tracé des câbles sur le fond de plan, ou mieux, de reporter les fissures sur un fond de plan incorporant la position des câbles (voir ci-après, à propos des relevés de fissuration).

Il est important, avant l'intervention, de consulter les plans de l'ouvrage et de repérer les points particuliers : câblages de la structure, points faibles éventuels sur l'ouvrage (concentration d'ancrages, existence de câbles relevés en hourdis supérieur, etc.).

L'analyse du dossier d'ouvrage peut permettre de déceler l'utilisation de techniques très particulières ou de procédés abandonnés de nos jours (systèmes de protection contre la corrosion, types d'armatures de précontrainte, procédés de couplage, modes de mise en tension, etc.) ou encore de défauts d'exécution (ruptures de torons à la mise en tension de la précontrainte extérieure, etc.).

Les inspections successives mettront en évidence les évolutions : celle de la fissuration d'un ouvrage précontraint est une information fondamentale. À cet effet, les rapports d'inspection précédents seront mis à disposition de l'inspecteur afin qu'il établisse ses conclusions.

2.3.2 – CONDITIONS D'INSPECTION SPÉCIFIQUES

Des instructions particulières de sécurité doivent être données à l'équipe de visite, au cas où des défauts pouvant présenter un certain caractère de gravité auraient été relevés au cours d'actions de surveillance antérieures ou lorsqu'on est en présence d'une précontrainte extérieure au béton (voir note d'information LCPC/Setra n° 29 et note d'information Cerema/lfsttar n°3).

La visite des grands ouvrages, et en particulier des ponts à poutres-caissons, ne doit jamais être effectuée par une personne seule. L'équipe d'inspection doit disposer d'un matériel adapté, en particulier d'un éclairage puissant – car la plupart des lampes portatives habituelles ne donnent pas satisfaction –, de dispositifs de dépoussiérage complémentaires (aspirateurs) et de marqueurs indélébiles. Pour les photographies, il faut utiliser une torche ou un flash puissant.

Comme pour tous les ouvrages et suivant les phénomènes à observer, les conditions météorologiques optimales doivent être recherchées pour pouvoir juger efficacement du comportement réel d'un ouvrage dans les périodes où il est le plus sollicité ou selon les conditions d'humidité.

Dans le cas des ouvrages précontraints, on s'intéresse par exemple aux périodes où les effets des gradients thermiques sont les plus importants : les périodes correspondantes sont celles où l'ensoleillement est le plus fort avec une différence importante de température jour/nuit, c'est-à-dire d'avril à septembre. Compte tenu de l'inertie thermique du hourdis supérieur, c'est entre 17 et 22 heures que l'effet maximal est atteint par une journée ensoleillée. C'est donc pendant ces périodes et en fin de journée que les fissures de flexion d'origine thermique dans les hourdis sont les plus marquées. En cas de suspicion importante d'effets thermiques pathologiques, il faudra donc prévoir de réaliser en fin de journée l'examen des zones de hourdis correspondantes.

Les positions des appareils d'appui doivent être repérées avec indication de la température extérieure. En outre, les périodes de grands froids peuvent être mises à profit pour examiner leur comportement et les incidences sur le fonctionnement de l'ouvrage : en effet, le frottement des appareils d'appui peut induire une ouverture plus prononcée des fissurations en travée. Cependant, sondages au marteau et ouvertures de fenêtres sur les gaines sont à proscrire par grand froid ($< 0\text{ }^{\circ}\text{C}$).

Quant à l'absence de circulation d'eau dans la structure, en particulier dans les conduits de précontrainte et aux abouts, les longues périodes pluvieuses et celles de gelées sont les plus favorables pour ce type d'observations (coulures et formation de stalactites de glace).

L'examen des parties sensibles décrites dans ce fascicule (ancrages des câbles, zones de couplage, joints de voussoirs, etc.) est absolument essentiel. Au cours de l'inspection, les fissures sont soigneusement marquées (avec un marqueur adéquat), bornées et si possible datées, surtout si l'on constate une évolution entre deux inspections. Une cartographie des fissures et des désordres est établie sur les fonds de plans préparés à cet usage, sur lesquels il est souvent utile de faire figurer le câblage. L'évolution de la fissuration sera précisée.

Une attention toute particulière est portée aux zones de clé, joints entre voussoirs, zones au voisinage des piles, zones d'arrêt de nombreux câbles, zones dites de « *moment nul* », zones d'about.

Les conduits de précontrainte extérieure au béton sont examinés afin de déceler d'éventuelles fissures longitudinales ou transversales des conduits en PEHD, des défauts aux points de raccordement des tubes (manchons, soudures « au miroir ») susceptibles de favoriser la pénétration d'eau, d'humidité et d'agents agressifs (chlorures) et par suite, la corrosion plus ou moins avancée des câbles (parfois largement au-delà des sections de gaines défectueuses et ceci même si la qualité d'injection est satisfaisante). De même, des déformations de la gaine en forme d'hélice peuvent être révélatrices de la rupture de torons.

Remarque : l'inspection visuelle réalisée dans le cadre d'un bilan complet (initial) de la précontrainte extérieure est exhaustive (cf. ci-après chapitre 2.4, *Cas des ouvrages à précontrainte extérieure au béton*).

Si l'intérieur du tablier est visitable (poutres-caissons), les points à examiner sont les mêmes et l'on recherchera la correspondance entre les observations sur les deux faces de chaque partie ainsi visitée.

Les ouvertures apparentes des fissures doivent être relevées au dixième de millimètre près. Pour les fissures de flexion, le relevé de l'ouverture doit être fait le plus près possible de la fibre la plus tendue. Il est important de noter toutes les traces d'humidité et de calcite (même anciennes) afin d'évaluer les risques de circulation d'eau au droit des câbles de précontrainte.

Les zones de structure précontrainte ayant été affectées par un incendie seront signalées et feront l'objet d'une attention particulière lors de l'inspection : suivant l'importance des désordres, ces zones doivent faire l'objet d'une évaluation particulière visant à déterminer l'ampleur de l'agression des matériaux.

Dans le cas où des bruits seraient notés au droit des ancrages ou coupleurs, ces derniers seront repérés.

2.3.3 – ÉTABLISSEMENT DU PROCÈS-VERBAL D'INSPECTION DÉTAILLÉE

L'inspection détaillée doit se concrétiser par un procès-verbal dont un modèle de cadre est donné en annexe 6 du fascicule 2 de l'ITSEOA de décembre 2010.

2.4 – CAS DES OUVRAGES À PRÉCONTRAINTE EXTÉRIEURE AU BÉTON

2.4.1 – GÉNÉRALITÉS

Les câbles de précontrainte extérieure présentent une susceptibilité particulière à la corrosion du fait que leur intégrité est fortement dépendante de l'état de la gaine PEHD qui doit garantir l'étanchéité parfaite de celle-ci.

En effet, sur des ouvrages à précontrainte extérieure injectée au coulis de ciment, des pathologies récentes ont montré que le coulis offre, par lui-même, très peu de protection contre la corrosion, alors que des infiltrations même minimales peuvent se propager très rapidement au-delà de leur point d'entrée sur le pourtour du câble mais également « à cœur ». Aussi les défauts de gaines doivent-ils systématiquement inciter à faire des recherches de corrosion des câbles, *a fortiori* s'ils sont exposés aux agents agressifs.

Mais ces conduits peuvent présenter de nombreux points singuliers tels que : rabouages (manchons de raccordement ou soudures au miroir), inflexion au contact des tubes de déviation, continuité aux ancrages... susceptibles de présenter un point faible mécanique du fait de la forte différence de dilatation thermique entre le conduit et le câble (rapport entre les deux coefficients de dilatation de 18 environ). Les conduits PEHD sont sujets à des altérations chimiques susceptibles de réduire leur étanchéité (fonction notamment de leur composition chimique initiale). Des conditions environnementales défavorables sont alors susceptibles d'initier ou d'accélérer la dégradation des câbles eux-mêmes.

Pour les câbles injectés avec des produits souples (cire, graisse), ce phénomène d'infiltration avec corrosion n'a pas été constaté, mais il n'y a pas encore assez de recul sur ces ouvrages globalement plus récents. Des phénomènes de rupture des gaines au niveau des raccordements, sous l'effet des variations thermiques, ont toutefois été signalés pour des ouvrages en service.

Compte tenu de la spécificité de ces ouvrages construits ou réparés par précontrainte extérieure, le Cerema et l'Ifsttar ont publié une note d'information spécifique : la note n°3 de sensibilisation sur les ouvrages existants à précontrainte extérieure (*Note d'information n°3 Cerema/Ifsttar*) [34].

La note n°3 reprend, en partie, des éléments de la note d'information n°29 Setra/LCPC, à laquelle il est conseillé de se reporter. Toutefois, la note n°29 avait été établie dans le contexte de désordres liés à la qualité de l'injection, l'utilisation de superplastifiants, la formation d'une zone d'aération différentielle et la corrosion du câble qui s'ensuit au sein d'un milieu « hyperbasique ». Il faut rester vigilant sur ce risque de pathologies, qui peuvent toujours se produire en des points singuliers, mais qui sont aujourd'hui plus rares dans la mesure où les ouvrages concernés par les coulis en cause ont pu être identifiés et que beaucoup ont été traités.

Enfin, bien que le risque de rupture brutale concerne plus particulièrement les armatures protégées par du coulis de ciment, les préconisations portées par la note n°3 concernent également les armatures, plus récentes, injectées avec des produits souples.

2.4.2 – BILAN COMPLET DE LA PROTECTION

La note n°3, citée ci-dessus, prévoit que la précontrainte extérieure des ouvrages doit faire l'objet d'un bilan initial réalisé à partir d'investigations de niveau 1, tel que décrit ci-après.

Ce bilan initial intervient, autant que possible, lors de la première inspection détaillée périodique, en tout état de cause avant les vingt ans suivant la construction. Il est ensuite reproduit tous les vingt ans environ.

Les investigations de **niveau 1** permettent d'établir le bilan complet de l'état de la protection de la précontrainte extérieure et comprennent :

- un recueil des informations disponibles sur la technologie de précontrainte extérieure (produits d'injection, types de gaines, etc.), sur les conditions de chantier (incidents, etc.), l'environnement et les antécédents de désordres ;
- une inspection visuelle aussi exhaustive que possible des conduits de précontrainte extérieure et des accessoires, en reportant sur plan tout défaut susceptible de révéler ou d'induire des désordres sur la précontrainte. On se reportera au chapitre 5 (Inspection visuelle des conduits de précontrainte extérieure) pour le détail des points à contrôler.

Ces investigations, même si elles sont essentiellement visuelles, sont potentiellement lourdes, compte tenu des longueurs de câbles développées, du nombre de points singuliers et d'un accès nécessairement rapproché des zones à contrôler. Elles sont à considérer au titre d'une « inspection détaillée spécifique » au sens de l'ITSEOA (fascicule 0, § 2.4) et sortent donc du cadre de la commande habituelle d'une inspection détaillée périodique ; elles doivent faire l'objet d'une commande précisant les contraintes d'accès, la géométrie des câbles de précontrainte extérieure, les longueurs à inspecter, les objectifs et modalités d'un rendu nécessairement exhaustif.

Le cas échéant, ces investigations peuvent être « phasées » sur plusieurs campagnes annuelles suivant la longueur de l'ouvrage ; elles doivent être préparées et effectuées par des inspecteurs préalablement formés à cet effet.

Remarque : le « *sondage au marteau* » évoqué dans la note n° 29 et décrit ci-après, compte tenu de ses limites, n'est pas indispensable au niveau 1.

Le **niveau 2 prévu** par la note n°3 est à engager si un doute est avéré quant à l'état de la précontrainte extérieure. Ce niveau 2 met alors en œuvre différentes investigations à prévoir dans le cadre d'un diagnostic sur la base d'un programme à définir. On se reportera alors aux chapitres 5 et 6 du présent guide pour le détail des techniques à appliquer.

2.4.3 – CONSIGNES DE SÉCURITÉ

Dans le cas général, les mesures de sécurité sont celles applicables à toute intervention d'inspection sur un ouvrage.

Dans le cas particulier d'un ouvrage à précontrainte extérieure injectée au coulis de ciment ayant montré des ruptures de câbles ou présentant un doute flagrant sur l'état de sa précontrainte extérieure, il convient d'adapter les conditions d'inspection et d'intervention, par exemple en assujettissant celles-ci à une surveillance instrumentée de l'état des câbles, complétée d'un dispositif physique d'amortissement ou de retenue des câbles au fouettage (sangles, portiques...). De même toutes les investigations ou interventions potentielles doivent-elles être étudiées en fonction du risque de rupture.

On se reportera au chapitre 5 pour ce qui concerne la spécificité de ces interventions sur des ouvrages pathologiques.

2.5 – INSPECTIONS DÉTAILLÉES EXCEPTIONNELLES

L'observation de désordres spécifiques graves (fissuration alarmante, choc, incendie), de faits anormaux qui altèrent le fonctionnement des sections précontraintes, découverts lors des patrouilles, du contrôle annuel ou lors d'une visite d'évaluation, peut entraîner une inspection détaillée exceptionnelle dont les modalités sont analogues à celles des inspections détaillées périodiques, mais qui peut être limitée à la zone des désordres.

Cette inspection détaillée exceptionnelle doit être préparée conjointement par un ingénieur de bureau d'études et un ingénieur de laboratoire.

3 – ANALYSE DE RISQUES

Certaines familles d'ouvrages, du fait de leur conception particulière (VIPP), de leur environnement (bord de mer, incendies, salages), des matériaux utilisés ou de leur fréquence de défaillance, ont fait l'objet de développements de méthodologies d'étude de risques. L'analyse de risque des ouvrages précontraints s'appuie sur le guide *Maîtrise des risques - application aux ouvrages d'art*, publié par le Setra en janvier 2013.

L'analyse de risques permet d'analyser les aléas pertinents (intensité du trafic, risque de choc, gradient thermique, types de systèmes de précontrainte, types d'injection, etc.), la vulnérabilité des ouvrages en fonction de la typologie des structures et des phasages de construction, et la gravité des conséquences (impact d'une ruine de l'ouvrage) pour définir la gestion la plus appropriée en mettant en évidence les vrais points faibles de l'ouvrage.

Une telle analyse de risques pourrait concerner d'autres ouvrages anciens susceptibles de désordres récurrents tels que ceux évoqués dans le présent guide.

4 – INSPECTION CIBLÉE

L'inspection ciblée est une méthodologie particulière d'inspection qui doit être décidée par le maître d'ouvrage gestionnaire. Elle vise à anticiper les dégradations futures des matériaux (carbonatation, teneurs en chlorures) dans le cadre d'une stratégie de gestion préventive. Elle s'appuie sur des essais et des instrumentations.

Cette inspection ciblée permet alors d'adopter la stratégie de gestion la plus adaptée, comme la périodicité du suivi, l'identification des zones critiques à surveiller et la mise en œuvre éventuelle de mesures de protection destinées à freiner les évolutions.

Une équipe qualifiée mène des essais et instrumentations et détermine notamment un indice de vieillissement pour les ouvrages d'une même famille.

Pour les ouvrages précontraints, il n'existe pas à ce jour de méthodologie spécifique pour qualifier le vieillissement de la précontrainte. Par contre, la méthodologie relative aux ouvrages en béton armé est applicable. Une attention particulière doit être portée à toute investigation à proximité des armatures de précontrainte afin de ne pas les endommager.

L'inspection ciblée est complémentaire des actions de surveillance périodique et ne dispense d'aucune de ces actions.

Remarque : la réalisation du bilan complet de l'état de la protection de la précontrainte extérieure évoquée au chapitre 5 de ce guide n'est pas une « inspection ciblée » au sens de cette méthodologie. C'est une inspection détaillée spécifique au sens de l'ITSEOA (fascicule 0, § 2.4).

5 – SURVEILLANCE RENFORCÉE

Telle que définie par le fascicule 3 de l'ITSEOA, la surveillance renforcée a pour objectif de suivre d'une façon plus attentive l'évolution d'un ouvrage défectueux ou douteux, dont l'état ne met pas en cause la sécurité publique.

Elle peut être mise en œuvre pour diverses raisons :

- suivre l'évolution de désordres déjà constatés lors de la dernière inspection (fissures, déflexion, ouverture de joint, etc.) ;
- détecter une évolution anormale d'un désordre ; par exemple, suivre les ruptures successives de fils élémentaires d'un câble par surveillance acoustique et renseigner sur la dynamique de rupture ;
- aider à identifier les causes d'une pathologie lorsque l'examen de l'ouvrage n'a pas permis d'expliquer les causes exactes des désordres (exemple du suivi de l'expansion d'un ouvrage suspecté d'alcali-réaction) ;
- appréhender le comportement d'une structure lorsque l'étude de l'ouvrage ou son auscultation n'a pas permis d'expliquer l'état réel dans lequel se trouve l'ouvrage (présentant par exemple un fluage important) ;
- suivre un ouvrage qui a subi une importante réparation (par exemple, vérification de l'efficacité d'un renforcement par précontrainte additionnelle) ;
- suivre un ouvrage qui présente dès sa conception un caractère innovant ou exceptionnel.

Cette surveillance renforcée peut être effectuée par des examens réguliers et parfois fréquents de l'ouvrage ou de l'une de ses parties. Mais le plus souvent elle fait appel à une instrumentation permettant un suivi de l'apparition ou de l'évolution de désordres grâce à des relevés périodiques de mesures.

Dans le cas des ouvrages en béton précontraint présentant des fissures que l'on souhaite surveiller, la faible ouverture de ces fissures ainsi que leurs faibles variations d'ouverture sous les charges variables (trafic, effets thermiques) nécessitent le recours à des instruments précis (cf. chapitre 6, *Diagnostics et réparations*, qui précise les dispositifs utilisables).

Pour suivre des ouvrages dont les câbles présentent des risques de rupture, on peut mettre en œuvre une surveillance acoustique des câbles (cf. chapitre 6).

6 – HAUTE SURVEILLANCE

Telle que définie par le fascicule 3 de l'ITSEOA, la haute surveillance consiste à guetter l'apparition d'un signe (ouverture de fissure au-dessus d'un seuil déterminé, rupture de fils, torons ou câbles, etc.) faisant craindre la possibilité d'une défaillance de l'ouvrage à court terme, afin de prendre immédiatement les mesures de sécurité nécessaires et préalablement définies. Elle s'applique donc à un ouvrage jugé défectueux et susceptible de mettre en cause la sécurité publique dans le cas d'une évolution défavorable.

Certaines des méthodes et techniques utilisées dans le cadre d'une surveillance renforcée peuvent être appliquées en haute surveillance.

Un dispositif de haute surveillance ne peut permettre de déceler l'apparition d'une défaillance que si celle-ci se produit par un mécanisme supposé connu, en fonction duquel le dispositif est défini.

Il convient de noter que s'il existe un risque de rupture de type « fragile » de la structure auquel les ouvrages précontraints peuvent être exposés, c'est-à-dire un risque de ruine brutale sans alerte préalable, la haute surveillance est généralement inopérante et l'ouvrage doit faire l'objet de mesures immédiates de sauvegarde et d'exploitation provisoire. Ce peut être notamment le cas de structures précontraintes qui ont un très faible taux d'aciers passifs, qui ont déjà perdu une quantité importante de précontrainte par corrosion des câbles et dont la rupture peut s'avérer brutale (par exemple, dans le cas d'anciens VIPP).

La technique de surveillance acoustique de la rupture des fils ou torons des câbles constitue un moyen de surveillance particulièrement utile pour les structures précontraintes (cf. chapitre 6).

7 – LE DOSSIER D'OUVRAGE

Un dossier d'ouvrage doit être établi pour tout ouvrage tel que défini par l'instruction technique (ITSEOA).

Le fascicule 1, *Dossier d'ouvrage* de l'instruction technique (ITSEOA) en définit précisément le contenu type d'un dossier d'ouvrage. L'existence de ce dossier est capitale car il rassemble toutes les caractéristiques de l'ouvrage et l'historique de l'ensemble des actions effectuées.

Il doit regrouper les éléments concernant à la fois :

- la conception et la construction de l'ouvrage ;
- les données de référence pour la gestion de l'ouvrage (régime de surveillance, type et périodicité des actions, dispositifs de suivi en place, état de référence, etc.) ;
- la vie de l'ouvrage (entretien, surveillance, investigations conduites, réparations, etc.).

Certaines particularités concernant les structures précontraintes méritent d'être soulignées. En effet, dans le cas des ouvrages en béton précontraint, la méthode de construction conditionne la conception, le calcul et le mode de fonctionnement de ces structures, c'est-à-dire la vie de l'ouvrage. Il est donc indispensable de connaître précisément le procédé d'exécution pour assurer dans de bonnes conditions la surveillance, l'entretien et, s'il y a lieu, la réparation.

Il est donc important que :

- les informations recueillies dans le sous-dossier 1 comportent les documents d'exécution spécifiques (usine de préfabrication, méthodes d'exécution, plans et détails de coffrage, phases de bétonnage, fiches d'agrément, fiches de mise en tension, fiches d'injection, contrôles particuliers effectués pendant le chantier, etc.) ;
- le document signalétique regroupe tous les points particuliers de l'ouvrage et notamment les points faibles (ancrage des câbles, zones de moment nul, coupleurs, types d'injection des gaines pour les ouvrages à précontrainte extérieure notamment, etc.) ;
- concernant les ouvrages réparés, une description précise soit faite de tous les travaux de renforcement ou d'adaptation qui ont eu lieu au cours de la vie de l'ouvrage. Ceci concerne notamment les réparations de conception ancienne ou les ouvrages appartenant à des familles d'ouvrages réputés pathologiques ;
- l'ensemble des actions de surveillance soient portées chronologiquement et leur compte-rendu annexé de manière à établir de façon précise l'historique des éventuels désordres et leur évolution.

La plupart des ouvrages d'art en béton précontraint sont suffisamment récents pour que les documents, s'ils n'ont pas été convenablement conservés par le gestionnaire, puissent encore être retrouvés, au besoin dans les archives des entreprises ou des bureaux d'études. Il convient donc, aussi souvent que nécessaire, de profiter des documents qui peuvent encore exister pour compléter et mettre à jour les dossiers en appliquant le chapitre 3 du fascicule 1 *Dossier d'ouvrage*.



CHAPITRE 5

Entretien

1 – ENTRETIEN COURANT

L'entretien courant des ouvrages précontraints n'est pas fondamentalement différent de celui des autres types d'ouvrages, mais il doit être noté que les ouvrages précontraints sont particulièrement sensibles aux venues d'eau dans les zones d'ancrages : zones d'about ou extrados du tablier dans le cas où des ancrages de câbles y sont aménagés.

Cet entretien qui nécessite peu de moyens en matériel et en personnel, évite d'avoir recours, à terme, à des opérations ponctuelles d'entretien spécialisé ou de réparation souvent lourdes et onéreuses.

Outre les opérations classiques d'entretien courant effectuées sur les ouvrages d'art (nettoyage, enlèvement de la végétation, état des joints de chaussées, etc.), il convient de veiller tout particulièrement au maintien en bon état de fonctionnement des dispositifs :

- de recueil et d'évacuation des eaux (caniveaux, gargouilles, corniches-caniveaux, regards de visite, dispositifs de drainage des eaux au droit des joints de chaussées, etc.) ;
- d'entretien et de visite (portes, trappes, échelles, etc.) afin d'empêcher toute intrusion humaine ou animale ;
- de fermeture des trous d'homme dans les sommiers ou dans les hourdis.

2 – ENTRETIEN SPÉCIALISÉ ET RECONNAISSANCES COURANTES

2.1 – CHAMPS D'APPLICATION

Par entretien spécialisé, on entend les différents types d'interventions de maintenance entreprises habituellement sur les ouvrages d'art. Ces interventions sont curatives ou entreprises dans un esprit de prévention.

Elles peuvent concerner :

- l'étanchéité, le système d'assainissement ;
- les joints de chaussée ;
- les appareils d'appui (notamment les appareils d'appui bloqués ou « cheminant ») ;
- les surfaces des bétons, la réfection des cachetages dégradés ;
- les gaines de câbles de précontraintes extérieures si elles sont dégradées* ;
- les câbles eux-mêmes s'ils présentent de la corrosion* ;
- le rebouchage, si nécessaire, des éventuelles fenêtres réalisées dans le cadre d'investigations ;
- la mise en peinture des capots et pièces métalliques d'ancrage ou de déviation et des dispositifs antivibratoires.

Afin de faciliter la lecture du document, certaines interventions préalables à des auscultations, des recalculs ou des travaux d'entretien sont également décrites.

2.2 – PRÉCAUTIONS PARTICULIÈRES LORS D'INTERVENTIONS SUR OUVRAGES

2.2.1 – GÉNÉRALITÉS

S'il est évident que toute intervention sur un ouvrage ne doit pas porter préjudice à son intégrité, il est à noter que cette intégrité est particulièrement sensible dans le cas d'un ouvrage précontraint. À titre d'illustration, il est en effet arrivé, certes rarement, que des câbles aient été purement et simplement sectionnés lors d'une intervention intempestive. Plus fréquemment, malheureusement, des interventions sur les systèmes d'assainissement ou des équipements latéraux ont pu endommager des câbles de précontrainte transversaux sans que cette dégradation soit immédiatement visible.

En fait, toute intervention sur un ouvrage précontraint est sensible et doit faire l'objet d'une analyse par le service gestionnaire qui connaît l'ouvrage et ses particularités. Ceci concerne aussi bien les interventions d'entretien que toutes les autres (notamment sur les réseaux concessionnaires). Des précautions élémentaires permettront alors d'éviter ultérieurement des « grosses réparations ».

2.2.2 – RECONNAISSANCES

Toute opération affectant une section précontrainte doit être précédée d'une phase d'études des plans d'exécution ainsi que de reconnaissances spécifiques. Ceci s'applique en particulier :

- si des carottages sont prévus, quel que soit leur objectif ;
- préalablement à des auscultations « destructives » ou « semi-destructives » ;
- préalablement à des travaux d'entretien, de réparation ou de transformation ;
- en vue d'expertises, de recalculs, etc.

* Nota : suivant l'importance des travaux, les interventions sur les câbles ou les gaines peuvent relever de « réparations » plutôt que d'un entretien spécialisé.

2.2.2.1 Reconnaissance de la géométrie et des charges permanentes

Pour la réalisation de recalculs, il est souvent indispensable de reconnaître en différents points du tablier (longitudinalement et transversalement) les épaisseurs de chaussée, les types d'étanchéité et la présence d'un éventuel renformis.

En effet, les tabliers de ponts en béton précontraint (surtout de première génération) ont subi des déformations différées non prévues lors de la conception et les gestionnaires ont pu les compenser à l'aide d'épaisseurs supplémentaires d'enrobés. De même, les irrégularités de planéité de l'extrados ont pu être compensées lors de l'application des enrobés.

Ces épaisseurs supplémentaires (généralement non prévues dans les dimensionnements) ont une incidence très significative sur le bilan des efforts des charges permanentes.

2.2.2.2 Reconnaissance du matériau béton

Les reconnaissances relatives à la connaissance du matériau béton comprennent :

- la mesure des caractéristiques mécaniques du matériau béton (résistance, module), la reconnaissance de la nature des constituants. Toutefois, une reconnaissance précise est destructive et ne se justifie pas toujours dans le contexte d'une pathologie structurale courante. De telles investigations seront cependant indispensables pour qualifier l'évolution d'une réaction de gonflement interne, l'évolution du fluage, etc. ;
- l'état de vieillissement du béton : profondeur de pénétration du front de carbonatation, présence de chlorures, etc.

2.2.2.3 Reconnaissance de la position de la précontrainte

La reconnaissance est nécessaire dans les cas suivants :

- ouvertures de fenêtres dans le cadre d'une investigation sur la précontrainte intérieure : il s'agit alors de repérer la position des câbles afin de positionner la fenêtre ;
- percement dans le cadre de travaux divers : la reconnaissance de la position des câbles est indispensable dans les zones susceptibles de contenir des câbles ;
- carottages en vue de percements (ancrages ou déviateurs de précontrainte de renfort) : la position des câbles doit être reconnue avec une grande précision ;
- afin de fournir des éléments complémentaires nécessaires aux recalculs (position des câbles).

Cette reconnaissance de la position des armatures peut être réalisée à l'aide de dispositifs de détection portables de type pachomètre, radar, etc. Le pachomètre a une faible profondeur de pénétration (20 cm) ; le radar permet d'atteindre une profondeur d'environ 40 cm.

Le positionnement des câbles de précontrainte transversaux peut être déterminé à partir de la position des cachetages latéraux s'ils sont accessibles. Mais cette investigation ne permet pas de connaître la position verticale des câbles.

Dans le cas de travaux plus importants nécessitant des carottages, des techniques d'imagerie peuvent être utilisées afin de cerner avec certitude la position et l'encombrement des armatures. Elles sont définies suivant les épaisseurs à traverser. La gammagraphie est une solution particulièrement fiable mais délicate à mettre en œuvre.

Si aucune technique fiable n'est réalisable pour identifier précisément la position de câbles éventuels, il faudra alors s'abstenir de toute intervention de percement par carottage sur l'ouvrage.

La nature des câbles ne peut être reconnue que par l'ouverture d'une fenêtre ou, éventuellement, par gammagraphie.

Photo 73 : Ouverture d'une fenêtre en intrados



2.2.2.4 Reconnaissance des ancrages

La reconnaissance des ancrages des câbles de précontrainte intérieure est le plus souvent difficile voire impossible pour des raisons d'accessibilité et de configuration de la section.

Il convient de déterminer le type d'ancrage probable suivant l'année de construction, le type de câbles et la nature de la protection (graisse, coulis, cire), la présence ou non d'un cachetage, d'un capot, etc. ; cela doit aider à déterminer les modalités d'inspection.

En premier lieu, on s'attachera aux conditions de cheminement des eaux au droit des joints afin d'examiner toute possibilité d'infiltration à l'intérieur des gaines. Les câbles anciens mal injectés (les câbles « guipés ») sont particulièrement sensibles aux infiltrations, à tel point que l'eau peut cheminer jusqu'aux points bas des câbles pour « percoler » en intrados.

En cas de suspicion de cheminement d'eau, il faudra vérifier par sondage l'état des ancrages par exemple à l'aide d'une caméra endoscopique. Une opération de travaux à l'arrière des murs garde-grève, par exemple pour la réfection complète d'un joint de dilatation, de dispositifs d'assainissement ou parfois lors de travaux plus lourds nécessitant des démolitions, peut être mise à profit pour inspecter les ancrages, voire pour effectuer des travaux de réparation (réfection des cachetages, remplacement des capots, etc.).

Pour les câbles de précontrainte extérieure, il est généralement plus aisé d'accéder aux zones d'applications des efforts : suivant la note d'information n°29 du Setra/LCPC, il est recommandé d'observer l'aspect extérieur des capots puis, dans un deuxième temps et si nécessaire, d'en démonter certains.

2.2.3 – SPÉCIFICITÉS DE LA PRÉCONTRAINTÉ EXTÉRIEURE

2.2.3.1 Généralités

Pour mémoire, la surveillance de la précontrainte extérieure au béton justifie une prise en compte particulière, telle que décrite au chapitre 4.

La reconnaissance de la précontrainte extérieure se présente de façon « apparemment » plus simple que celle de la précontrainte intérieure. Toutefois, cette précontrainte est plus sensible aux interventions « invasives » et présente un potentiel d'évolution rapide, voire de rupture brutale, qui justifie une prise en compte particulière telle que décrite ci-après.

En tout état de cause, il convient de collecter toute information utile sur la conception et l'exécution de la précontrainte.

2.2.3.2 Risques de rupture de câbles extérieurs

Des ruptures de câbles de précontrainte extérieure constitués de torons et protégés par du **coulis de ciment** directement au contact des armatures ont été observées en France. La rupture est alors violente et c'est une énergie considérable, correspondant à la totalité de l'énergie élastique emmagasinée au cours de la mise en tension du câble, qui est libérée brutalement.

Photo 74 : Déformation d'un câble lors d'un démontage



Photo 75 : Rupture d'un câble



Les ouvrages potentiellement concernés sont donc ceux de la période allant du début des années 1980 au début des années 2000, susceptibles de défauts d'injection ou de protection tels que décrits ci-avant. Ces ruptures peuvent concerner des ouvrages à conduits en PEHD, PVC ou métalliques.

Ce phénomène, susceptible de mettre en danger les personnes qui se trouveraient à proximité, doit être pris en compte dans le cadre de la surveillance des ouvrages possédant une précontrainte de ce type.

Ce phénomène présente également un risque pour l'intégrité de tous les éléments de structures ou de superstructures dans les zones de fouettement : déviateurs non conçus vis-à-vis d'un choc, câbles adjacents, réseaux, etc. Ces situations peuvent être évaluées au cas par cas, en fonction de chaque configuration et de la nature des gaines en présence.

La note d'information du Cerema/Ifsttar n°3 de novembre 2018 [34] (en complément de la note Setra/LCPC n°29 de décembre 2007) précise l'état des connaissances sur le sujet et préconise :

- l'identification des ouvrages potentiellement concernés, les investigations à réaliser ;
- un bilan initial (ou différé) complet de l'état de la précontrainte extérieure ;
- les consignes de sécurité à appliquer ;
- la conduite à tenir en cas de doute sur un câble ou en cas de rupture constatée.

La prévention des risques, grâce à une surveillance spécifique (au niveau 1), telle que décrite ci-après est évidemment à privilégier.

Si le risque de rupture est avéré, il convient d'évaluer la capacité de l'ouvrage à le supporter (vis-à-vis de l'exploitation), puis d'établir un protocole spécifique de pénétration dans l'ouvrage à visiter et de limiter les conséquences du fouettage des câbles pour le personnel et les équipements ou les superstructures.

Divers dispositifs peuvent être mis en œuvre, notamment :

- de surveillance et d'alerte associée ; ces dispositifs sont décrits au chapitre 5 du présent guide ;
- de protection physique vis-à-vis du fouettage des câbles.

Par exemple, sur le viaduc de Saint-Cloud, un système d'amortisseur (brevet LCPC) a été mis en œuvre pour diminuer les risques lors de visites et des interventions d'entretien.

Photo 76a : Amortisseur (brevet LCPC) avant rupture



Photo 76b : Amortisseur après rupture



Plus récemment, des dispositifs de limitation des conséquences du « fouettage » des câbles lors de la rupture ont également été conçus à l'aide de sangles ou de portiques calculés pour absorber l'énergie libérée.

2.2.3.3 Inspection visuelle des conduits de précontrainte extérieure (niveau 1)

Les inspections visuelles spécifiques relevant du niveau 1 doivent être réalisées avec une grande minutie car un désordre majeur peut être initié par un défaut tout à fait mineur.

Photo 77 : Sanglage de câbles de précontrainte extérieure



On se concentrera sur :

- le repérage de tout signe suspect quant à un défaut d'étanchéité de la gaine au droit des raccordements entre tronçons de gaines (manchons), au droit de soudures bout à bout (soudures « au miroir »), aux points de purge ou événements d'injection, ou aux points singuliers (contact avec les conduits de déviation) : fissure, déformation anormale, ovalisation, boursoufflure, chocs, la présence de témoins de soudure non fondus... ;
- le repérage des coulures de rouille ou de produit souple d'injection ;
- le repérage des défauts d'exécution, tels que des fuites de coulis révélatrices d'un potentiel défaut d'étanchéité dès la construction ;
- l'environnement des conduits et la recherche d'un électrolyte agressif pour le câble (eau chargée en chlore, etc.) qui pourrait facilement amorcer des piqûres de corrosion (risques de corrosion caverneuse, voire fissurante).

Il a souvent été remarqué que, sur un ouvrage donné, les mêmes défauts sont souvent reproduits. Il est alors possible, au fur et à mesure de la progression de l'inspection, de mieux cibler les observations.

Si les investigations visuelles mettent en évidence des défauts d'étanchéité des conduits, des reconnaissances complémentaires de niveau 2 de l'état des conduits et des câbles [34] doivent être mises en œuvre.

Dans le cadre des inspections détaillées courantes, il est utile de répéter de façon aléatoire certaines observations approfondies du bilan complet sur les zones de raccordement et l'état des gaines. Le pourcentage à inspecter est à fixer suivant la longueur de l'ouvrage, par exemple sur 10 % du linéaire des conduits à chaque inspection détaillée et sur les zones déjà constatées pathologiques ou ayant présenté des désordres lors des inspections précédentes.

Photo 78a : Raccordement par soudure au miroir

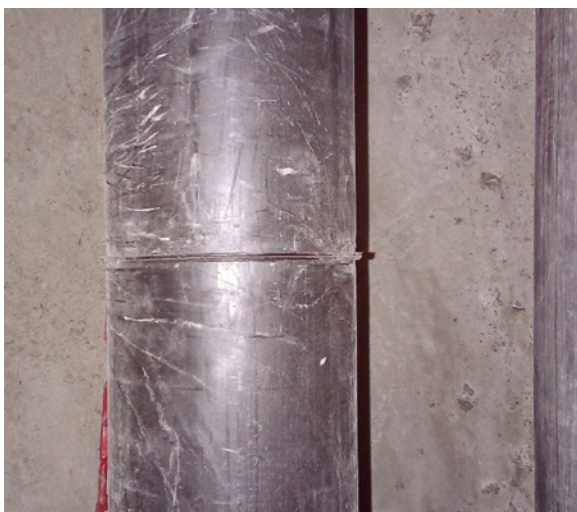


Photo 78b : Manchon thermosoudé

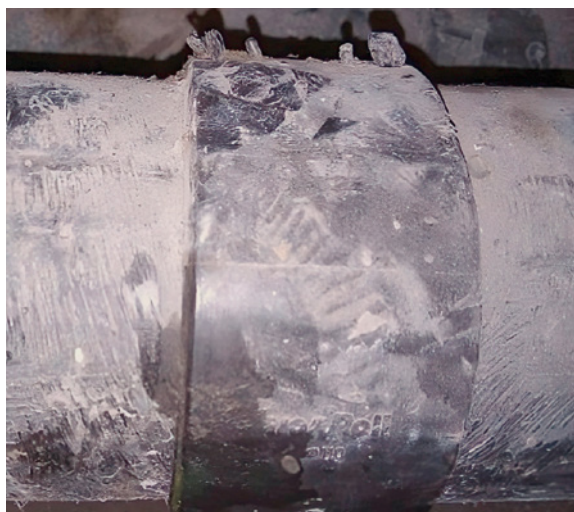


Photo 79 : Thermosoudage déféctueux à gauche (témoin de soudure inexistant) et correct à droite qui montre l'expulsion du témoin de soudage



Photos 80a et 80b : Raccordements suspects. Ces manchons très courts sont particulièrement susceptibles de présenter des défauts d'étanchéité puis des coulures de ciment



2.2.3.4 Sondage au marteau

Cf. fiche E-2-4 du *Cahier interactif* UGE/Cerema [81] *Diagnostic de la précontrainte extérieure protégée par du coulis de ciment au contact des armatures*

L'auscultation des gaines « au marteau » permet de détecter si elles « sonnent le creux », signe d'un potentiel défaut d'injection. Cette technique est adaptée aux conduits injectés au coulis de ciment uniquement et permet la recherche de vides d'injection.

Les conduits sont sondés au marteau sur toute leur longueur accessible (hors traversée des éléments en béton). L'attention est attirée sur le fait que certains PEHD de fabrication ancienne peuvent durcir et paraître « sonner le creux ».

De même les gaines peuvent être testées sur toute leur périphérie afin d'évaluer l'importance des défauts.

Ce sondage permet une première vision de la qualité d'injection des câbles. Cependant, des zones à pâte blanchâtre peuvent ne pas être détectées et il n'est pas possible de sonder au marteau les zones des gaines en partie haute dans la traversée des entretoises sur piles ou au niveau des massifs d'ancrage.

Photo 81 : Sondage au marteau



Il est à noter que ce sondage est inopérant quant à la présence éventuelle de corrosion, même en présence de câbles parfaitement injectés. En effet, la qualité de l'injection ne garantit pas l'absence de dégradation par corrosion du câble dans le cas où la gaine présente des défauts permettant la pénétration de l'eau, de l'humidité ou d'agents agressifs.

Cette méthode est aujourd'hui supplantée par des auscultations plus pointues (décrites au chapitre 6), telles que la sonde capacitive ou la caméra thermique.

2.2.3.5 Ouverture de fenêtres

Cf. fiche B-5-9 du *Cahier interactif* UGE/Cerema [81] *Ouverture/fermeture de fenêtre dans un conduit en PEHD de câble de précontrainte extérieure*

L'ouverture d'une fenêtre sur un conduit de précontrainte extérieure s'avère souvent indispensable pour évaluer l'état réel de corrosion du câble. Mais cette opération doit être mûrement réfléchie en ce qui concerne :

- son intérêt, couplée ou non avec des techniques d'investigation non destructives (inspections visuelles des conduits, auscultation magnétique...);
- la possibilité de refermer la fenêtre de façon pérenne compte tenu de la localisation du conduit à ouvrir ;
- les risques de rupture brutale (cf. chapitre 4).

En général, cette intervention ne peut être décidée qu'après l'examen du bilan initial de niveau 1 et une partie des investigations de niveau 2, qui permettent de cibler et de hiérarchiser les zones à investiguer prioritairement et les techniques à appliquer.

La complémentarité de l'ouverture de fenêtres avec des techniques non destructives s'évalue suivant :

- la disponibilité des méthodes ;
- les conditions d'accès pour chacune des techniques envisagées ;
- l'intérêt relatif de chaque intervention au regard de l'importance des désordres ;
- les coûts et délais d'intervention.

En pratique, l'ouverture doit être réalisée par un laboratoire ou une entreprise spécialisée. La fiche B-5-9 Ifsttar/Cerema précise les conditions d'ouverture des fenêtres, les investigations à mener et les conditions de fermeture provisoire ou définitive.

2.3 – ENTRETIEN DES CÂBLES ET CONDUITS

2.3.1 – ENTRETIEN DE CÂBLES CORRODÉS

Des câbles dégradés par la corrosion peuvent être trouvés dans les situations suivantes :

- câbles découverts par des gaines extérieures défectueuses ;
- câbles intérieurs au béton corrodés par suite de la dégradation du béton ou de causes accidentelles.

Bien évidemment, il convient de déterminer la cause originelle de ces dégradations, le type de corrosion (tel que décrit au chapitre 3 du présent guide), son ampleur (profondeur et étendue) et leurs conséquences sur l'intégrité des câbles.

On cherchera en particulier à éliminer la présence de piqûres avec ou non risque de fragilisation par hydrogène susceptibles d'amorcer des phénomènes de corrosion sous tension graves. Si une corrosion fissurante est mise en évidence, ou encore si le risque de rupture de câble est avéré du fait d'une disparition importante de matière, un entretien local est insuffisant et pourrait même masquer le mauvais état du câble. Une réparation structurelle, d'une tout autre ampleur (remplacement ou ajout de câbles, etc.), doit alors être envisagée.

Remarque : une corrosion significative de la section d'un câble de précontrainte extérieure injecté au coulis de ciment (un toron rompu ou plusieurs torons touchés) peut motiver des mesures de restriction d'accès ou d'exploitation ; toutefois, la caractérisation précise de l'étendue de la corrosion est un sujet difficile car il n'existe pas, à l'heure actuelle, pour les câbles de précontrainte extérieure, de méthode à grand rendement, facile à mettre en œuvre, permettant de quantifier la profondeur et l'étendue de la corrosion ; les méthodes déjà utilisées pour les câbles de ponts suspendus ou de remontées mécaniques sont en cours de développement pour les câbles de précontrainte extérieure et sont basées sur les modifications des paramètres électromagnétiques du câble affecté par la corrosion (inductance ou champ magnétique induit).

Si on peut s'assurer qu'il ne s'agit que d'une simple corrosion superficielle par oxydation aérienne facilitée par l'humidité, une réparation simple à mettre en œuvre est possible. Il faut en premier lieu éliminer toute possibilité d'infiltration d'humidité dans les zones concernées afin de stopper ou de réduire l'avancement de la corrosion. Ceci passe par l'amélioration de l'étanchéité des conduits et des structures.

Le nettoyage des câbles se fait par simple brossage non agressif.

Câbles intérieurs au béton : si l'enrobage des câbles est suffisant, on pourra réaliser un ragréage de la section à l'aide d'un produit de réparation pour ouvrages en béton adapté à la couverture à réaliser (on évitera l'application d'un produit passivant, non indispensable et susceptible d'introduire des différences de potentiels électrochimiques). Si l'enrobage est insuffisant, l'intervention est complétée par un revêtement de protection.

Câbles extérieurs au béton : une injection de cire pétrolière peut être pratiquée à l'intérieur d'un manchon.

2.3.2 – ENTRETIEN DE CONDUITS DE PRÉCONTRAINTE EXTÉRIEURE DÉGRADÉS

L'entretien de conduits de précontrainte extérieure est une opération qui peut concerner aussi bien une précontrainte initiale qu'un ouvrage renforcé par précontrainte additionnelle.

Ce paragraphe peut également concerner la réparation de conduits ouverts dans le cadre d'une auscultation (cf. fiche B-5-9 du *Cahier interactif* UGE/Cerema [81]).

Étant donné le grand nombre d'ouvrages construits avec une précontrainte extérieure, c'est une intervention potentiellement fréquente mais peu documentée. En effet, chaque configuration est spécifique, suivant :

- la localisation des dégradations ;
- la cause des dégradations, le risque d'évolution, de répétition ou la sous-évaluation de leur ampleur ;
- la présence de causes aggravantes telles que des infiltrations d'eau, un environnement agressif (notamment des projections de chlorures ou des brouillards salins) ;
- le type de conduit, le type de câbles et de protection, la géométrie de la zone à réparer ;
- les conditions d'intervention : en hauteur, à l'extérieur ou à l'intérieur de la structure, etc. ;
- le nombre d'unités concernées : quelques cas isolés en section courante ou bien un grand nombre de sections au droit de points particuliers (déviateurs) ;
- la nature de la réparation : provisoire ou définitive.

La fiche B-5-9 du *Cahier interactif* UGE/Cerema [81] décrit en détail les modalités de fermeture immédiate ou provisoire d'un conduit après auscultation.

Lorsqu'il s'agit d'une fermeture définitive réalisée dans le cadre d'une réparation de conduits dégradés, la fermeture du conduit doit être réalisée afin de garantir une étanchéité totale du conduit. Différentes techniques peuvent être utilisées et il sort du cadre de ce guide de les décrire toutes en détail.

Néanmoins, on privilégiera toujours, autant que possible, une fermeture du conduit PEHD par solution soudée.

L'efficacité du système de fermeture est vérifiée par la réalisation d'essais de convenance comprenant par exemple un essai d'étanchéité.

Une injection finale du conduit refermée à la cire pétrolière est recommandée. Elle nécessite d'avoir été prévue en amont (orifices spécifiques d'injection, évents).

Un contrôle de la qualité doit être prévu lors de l'exécution.

Photo 82 : Application de cire pétrolière et protection provisoire



Photo 83 : Fermeture définitive par manchons ajustés et soudés par extrusion sur la gaine après application de cire au pinceau



Photo 84 : Fermeture définitive par collier en acier inoxydable (avec injection de cire pétrolière)



Remarques :

- l'application d'un produit passivant sur les câbles est déconseillée du fait du risque de développement de phénomènes électrochimiques ;
- on préfère, en protection ou en injection, la cire pétrolière par rapport à un coulis de ciment. En effet, un ciment peut générer des piles électrochimiques entre les zones de l'ancien coulis et du nouveau coulis et donc un risque de corrosion ; par ailleurs, la cire est généralement plus couvrante et pénétrante ;
- l'utilisation de graisse est en théorie possible mais les spécifications requises sont plus difficiles à atteindre dans le contexte de ces chantiers limités ;
- *a priori*, les câbles composés de torons-gaines graissés individuels insérés dans une gaine collective injective au coulis de ciment, sous réserve de l'intégrité des gaines individuelles, sont peu sensibles à la dégradation de la gaine extérieure.

2.4 – VÉRINAGE

Le vérinage d'un tablier précontraint peut répondre à plusieurs objectifs, dont les plus courants sont :

- le remplacement des appareils d'appui ;
- la création de dénivellations d'appui ;
- le rétablissement d'un nivellement.

Le vérinage est en soi une opération courante mais celui des ponts en béton précontraint est rendu délicat du fait de leurs dimensions importantes, de leur faible tolérance aux déplacements parasites et de leur susceptibilité aux déformations différées qui modifient substantiellement la répartition des efforts dans la structure.

Une telle opération nécessite une étude du prestataire de l'opération de vérinage, qui doit vérifier que l'intégrité de la structure est assurée tout au long des opérations prévues.

Dans le cas des ouvrages précontraints, il est recommandé d'effectuer une opération de vérinage avec du matériel permettant la mesure de réactions d'appui. Cette mesure est utile à l'appréciation du fonctionnement de l'ouvrage.

2.4.1 – CHOIX DES EMPLACEMENTS DE VÉRINAGE

L'emplacement des vérins est fonction des aspects « physique » et « mécanique ».

L'aspect **physique** concerne l'espace disponible. Il doit y avoir une hauteur libre suffisante entre le dessus de l'appui et le dessous du tablier sur une surface permettant de disposer le ou les vérins qui sont capables de fournir la force nécessaire et suffisante pour soulever le tablier. Un accès sur au moins trois faces de l'appareil d'appui est souhaitable.

L'aspect **mécanique** concerne la possibilité d'application d'efforts localisés, aussi bien pour l'appui que pour le tablier. Lorsque l'ouvrage dispose d'emplacements de vérinage, l'aspect physique est généralement réglé, et on peut penser que l'aspect mécanique l'est également ; ce qui est généralement le cas, mais pas toujours, et il est donc nécessaire de le vérifier à l'aide du dossier ou d'investigations et de calculs.

Quand aucun emplacement n'est prévu, ni possible à proximité des appareils d'appui, il est nécessaire soit d'en créer, soit d'en choisir aussi peu éloignés que possible des appareils d'appui, généralement dans l'axe des appareils d'appui ou dans les axes parallèles à l'axe longitudinal du tablier passant par les appareils d'appui. Le vérinage sur des entretoises non prévues à cet effet est à proscrire *a priori* : un renforcement préalable, généralement par précontrainte transversale additionnelle peut être requis dans ce cas.

Le vérinage des travées cantilever est l'un des cas les plus difficiles à traiter et, en l'absence de points de vérinage prévus, est souvent irréalisable.

En tout état de cause, si le vérinage n'a pas été prévu lors de la conception de l'ouvrage, il faudra vérifier que le transfert des réactions d'appui sur un autre point de la structure ne va pas induire le déchargement d'une section précontrainte ; un tel déchargement serait en effet préjudiciable à l'intégrité de l'ouvrage.

2.4.2 – CONDUITE DU VÉRINAGE

Dans le sens transversal, les tabliers en béton sont généralement très raides et tolèrent très mal les dénivellations parasites transversales (par exemple, quelques dixièmes de millimètre pour les VIPP ou les ponts-dalles). De plus, les réactions d'appui sont souvent disparates, soit du fait d'un réglage initial déficient, soit du fait du fonctionnement transversal (cas, par exemple, des dalles biaisées),

ce qui proscrit le pilotage du vérinage en pression. Un vérinage piloté par déplacement est indispensable si la ligne d'appui comporte plus de deux appareils d'appui. La méthodologie utilisée doit permettre l'estimation des réactions d'appui, appareil d'appui par appareil d'appui, en début et en fin de l'opération. Tout recalage intempestif des références est à proscrire durant l'opération.

Dans le sens longitudinal, la dénivellation acceptable, si elle n'est pas définie dans le dossier, doit être évaluée par le calcul et n'excède généralement pas un ou deux centimètres.

Dans le cas d'une création de dénivellations d'appui ou du recalage d'un nivellement (par suite de tassements d'appui), il est impératif de considérer la redistribution différée des efforts, liés aux déformations acquises, induite par le fluage. On se reportera au chapitre 6, *Diagnostic et réparation*, pour plus de précisions à ce sujet.



CHAPITRE 6

Diagnostic et réparation

1 – ÉTABLISSEMENT DU DIAGNOSTIC

1.1 – GÉNÉRALITÉS

Le diagnostic d'un ouvrage comprend en général deux aspects :

- une évaluation de l'état de l'ouvrage (état des matériaux, cartographie des désordres, etc.) qui s'appuie sur des auscultations *in situ* et en laboratoire ;
- une évaluation structurale qui s'appuie sur des recalculs de structure prenant en compte les résultats de ces auscultations.

En cas de désordres observés, le diagnostic doit établir leurs origines. La connaissance de l'origine des désordres est nécessaire pour déterminer le type de réparation adaptée. L'expérience montre que les réparations réalisées sans cette analyse préalable sont le plus souvent des échecs.

Les résultats des recalculs, et donc l'évaluation structurale, seront d'autant plus fins que les auscultations correspondantes auront été précises et adaptées aux besoins des calculateurs.

Il importe donc qu'un pilotage du diagnostic soit assuré par un coordonnateur, voire pour les cas les plus complexes, un comité technique constitué d'experts possédant une vision d'ensemble des différents aspects des problèmes rencontrés et une bonne connaissance de la précontrainte.

Cas des ouvrages du réseau national

Le diagnostic des ouvrages précontraints pathologiques étant un sujet particulièrement complexe, il est recommandé de monter une équipe pluridisciplinaire d'experts du réseau scientifique et technique, sous le pilotage d'un coordonnateur, apte à gérer l'ensemble des étapes du diagnostic jusqu'aux principales décisions techniques et, le cas échéant, la mise sous surveillance renforcée ou haute surveillance.

Dans les cas les plus complexes, sur décision ministérielle, un comité technique pourra être constitué afin de conseiller utilement le gestionnaire sur les conditions de la mise sous surveillance et les décisions à prendre suivant les évolutions constatées.

Le gestionnaire s'assurera de la pérennité de ces équipes et de la continuité du pilotage dans le temps.

1.2 – ÉTABLISSEMENT D'UN PROGRAMME DE DIAGNOSTICS ET OBJECTIFS

1.2.1 – ÉTABLISSEMENT DU PROGRAMME

Une campagne d'auscultations et/ou d'instrumentations sur un ouvrage précontraint s'appuie sur un programme établi à partir :

- des rapports d'inspection détaillés, des pathologies éventuelles constatées ;
- d'une analyse du dossier d'ouvrage (typologie, date de construction, pathologies suspectées, plans, notes de calculs, etc.) ;
- d'une analyse des techniques applicables dans le contexte ;
- des informations attendues.

Ce guide décrit ci-après plusieurs techniques adaptées aux ouvrages en béton précontraint afin de reconnaître leur état de fonctionnement et celui des armatures de précontrainte proprement dites.

Toutefois un programme d'investigations complet comprendra en outre différentes reconnaissances (géométries, matériaux, etc.) telles que rappelées ci-avant.

1.2.2 – OBJECTIFS POURSUIVIS

L'auscultation et l'instrumentation d'un ouvrage visent à préciser les dysfonctionnements relevés lors de la surveillance :

- localisation des points faibles de la structure ;
- quantification (amplitude) des affaiblissements.

Ce n'est que par ces deux types d'information que la vérification par « recalcul » peut fournir une image tant soit peu réaliste (ou en tout cas justifiée) de l'ouvrage, préciser les risques, puis proposer un scénario pertinent de confortement si nécessaire. Sans données tirées de l'auscultation, toute modélisation risque en effet de n'être que prétexte à engager de nouvelles dépenses et des travaux qui, dans le meilleur des cas, ne font qu'effacer les symptômes, voire parfois alourdissent l'ouvrage (par ajout de béton et d'aciers superflus), aggravant à terme les désordres.

L'auscultation s'appuie sur des techniques très variées.

Les unes fournissent des renseignements qualitatifs et de localisation, d'autres la valeur ou l'amplitude de certaines grandeurs mécaniques (déplacement, force, déformation, endommagement).

Les unes sont indirectes et relèvent de la détection ou de l'imagerie numérique, les autres sont destructives et directes.

Ces moyens sont complémentaires.

Les techniques qualitatives permettent généralement de balayer de larges zones (quand ce n'est pas la totalité de l'ouvrage) et d'orienter l'examen local (destructif) en signalant les zones d'intérêt en relation avec les désordres observés.

Les techniques quantitatives sont souvent aussi des techniques peu ou prou destructives (ou intrusives), et ne donnent d'informations que sur un échantillon. Le résultat peut être assorti d'une interprétation statistique.

1.3 – TECHNIQUES D'INSTRUMENTATION NON DESTRUCTIVES

1.3.1 – DÉFINITION

L'auscultation non destructive ou très faiblement « intrusive » des ponts procède par observation ou mesure de leur réponse mécanique (en déplacement ou rotation, en déformation, voire par réaction) sous chargement maîtrisé.

Les techniques suivantes sont évoquées ci-après :

- mesures de flèches et altimétrie (nivelles) ;
- mesures de courbures ;
- extensométrie par jauges de déformation ;
- pesées de réaction d'appuis ;
- mesures de moments de décompression et leurs variantes.

Il s'agit d'apprécier si, sous charge élevée, les déformations de l'ouvrage demeurent proportionnelles au chargement : si c'est le cas, l'ouvrage reste dans le schéma de fonctionnement d'origine et sa déformation est prévisible. Les mesures recueillies peuvent être comparées à une modélisation de l'ouvrage : cette démarche, aujourd'hui quasi systématique, présente le double avantage de lier les réponses des capteurs aux chargements imposés et de pouvoir rapprocher le modèle de calcul du fonctionnement réel de l'ouvrage après ajustement de paramètres.

Un trait commun à ces différentes techniques est la part des facteurs d'influence. Il faut en particulier corriger les mesures des effets thermiques.

1.3.2 – MESURES DE FLÈCHES

Les mesures de flèches sous chargement sont les mesures les plus classiques. Elles constituent depuis des décennies une étape centrale des épreuves de réception des ponts et de certains grands barrages, parce que la flexion y est la déformation prépondérante. Elles sont généralement effectuées au théodolite par des topographes et bénéficient des améliorations récentes des outils de relevé géométrique (laser, etc.), qui permettent de suivre les déformations sous charges d'épreuve en temps réel et de manière plus complète.

Cependant, ces mesures (au 1/10^e de millimètre) restent assez peu discriminantes sur la sécurité de l'ouvrage, puisque la flèche à mi-portée intègre la contribution à la rigidité de tous les constituants du tablier. Or il advient fréquemment que les faiblesses structurales soient locales, plutôt que distribuées. La mesure de flèche doit sa popularité à son large domaine d'emploi : sur des ponts en béton armé ou sur des structures peu élancées, c'est en effet la seule convenable (rotation et courbure sont insensibles).

En résumé, une flèche anormalement élevée sous chargement est vraiment un phénomène grave, particulièrement pour les structures précontraintes.

1.3.3 – MESURES DE ROTATION

Les mesures de rotation visent, elles aussi, à caractériser la déformée des travées sous chargement. Les mesures d'angle sont généralement plus précises (de l'ordre de 5×10^{-6} rad) que les mesures directes de flèches. En outre, pour peu que l'on dispose de quelques clinomètres, on peut calculer la flèche par simple sommation. Mais surtout, la courbe d'influence des rotations permet, elle, de localiser approximativement les éventuels affaiblissements structuraux sur une travée. Les ponts précontraints, plus souples que les ponts en béton armé, se prêtent particulièrement à cette technique.

1.3.4 – MESURES DE COURBURES

Les mesures de courbures (dérivée première de la rotation, dérivée seconde de la flèche) concernent elles aussi la flexion des ponts et des structures. Elles permettent une localisation encore un peu plus fine que les mesures de rotation. Dans la réponse en flexion d'une poutre précontrainte d'inertie constante, la courbure est, comme en résistance des matériaux, proportionnelle au moment fléchissant. Ainsi, une épreuve de chargement, exploitée par « courburemétrie », avec une densité de points suffisante (par exemple quatre points de mesures) permet de dresser la courbe d'influence réelle (empirique) du moment fléchissant avec une précision bien supérieure à la simple mesure de flèches. Le résultat est du plus haut intérêt pour les bureaux d'études chargés du recalcul d'un ouvrage en exploitation, puisqu'il révélera entre autres la rigidité effective de la structure, la symétrie du fonctionnement de la travée, les écarts à l'élasticité.

Figure 49 : Schéma de principe du courburemètre

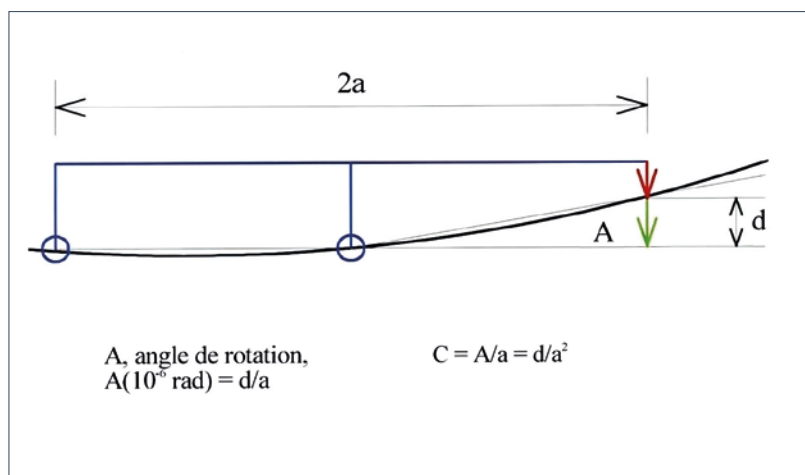


Photo 85 : Courburemètre



1.3.5 – EXTENSOMÉTRIE

L'extensométrie consiste à mesurer la déformation locale du béton dans une direction donnée. Étant donné le rôle prépondérant de la flexion dans les ponts en béton précontraint, la déformation dans la direction de l'axe du tablier (c'est-à-dire l'allongement ou le raccourcissement) suit une loi remarquable, l'hypothèse de Navier, qu'il est aisé et utile d'éprouver par cette technique.

Pratiquement, la distribution des allongements relatifs de l'intrados à l'extrados peut être déterminée par différents extensomètres : les plus courants sont les jauges électriques, mais on utilise parfois des témoins sonores (technique des cordes vibrantes) ou des cordes optiques.

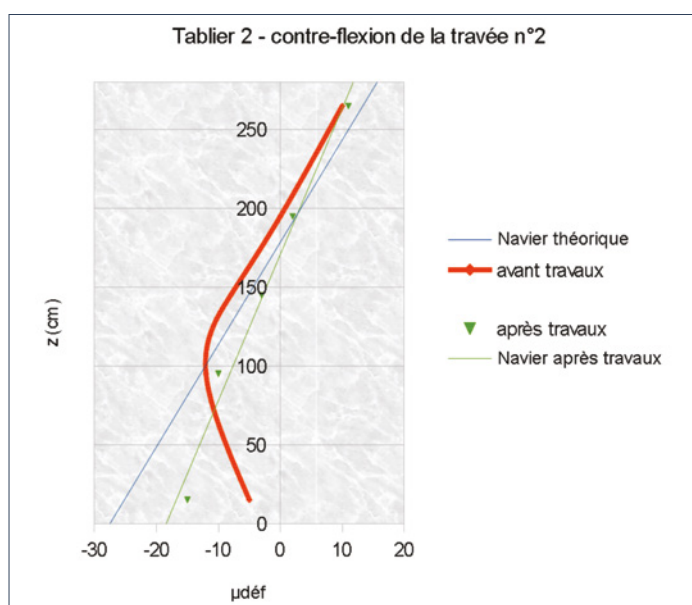
Lorsque l'hypothèse de linéarité de Navier est vérifiée, les enregistrements peuvent permettre, en théorie, de remonter à l'effort de précontrainte global d'une section ; toutefois la précision d'une telle estimation est assez faible.

Au contraire, la non-linéarité des allongements est la manifestation d'un cisaillement anormal dans la zone d'étude ; qui peut s'expliquer par la présence d'une fissure active, la proximité d'un appui, ou une hétérogénéité quelconque (variation locale d'épaisseur dans un caisson, nid de cailloux dans le béton, diffusion incorrecte des efforts de précontrainte). L'exemple ci-dessous (pont à caisson) montre comment une réparation par précontrainte additionnelle a permis de rétablir la participation de toute la hauteur du tablier.

Photo 86 : Une « verticale » de jauges électriques sur l'âme d'un caisson



Figure 50 : Diagramme de Navier avant et après travaux



En général, les mesures extensométriques s'opèrent sur une structure déjà en service. On ne mesure donc pas la déformation « absolue » (que l'on pourrait définir comme la déformation mesurée depuis la situation où le béton a fait prise sur un cintre qui reprend son poids propre), mais bien plutôt la variation de déformation de la structure déjà précontrainte, entre un état « avec charges permanentes mais sans charge d'exploitation », et un état défini par l'épreuve de chargement. Ces variations de déformation sont parfois peu perceptibles (cas de certains ponts massifs), car les charges permanentes sont considérables devant les charges d'exploitation. La plupart des ponts en béton précontraint présentent cependant, par leur relative hardiesse, une souplesse suffisante pour justifier l'emploi de l'extensométrie.

1.3.6 – PESÉES DE RÉACTIONS D'APPUIS

La pesée directe de réactions d'appuis peut être utilisée pour remonter rapidement à l'aide de calculs simples aux efforts dans le tablier supposant les charges permanentes et l'effet isostatique de la précontrainte connus par ailleurs.

Un avantage de la pesée est que les mesures intègrent les effets hyperstatiques difficiles à appréhender (et leur redistribution par fluage), tels que les déformations différées (tassements, retraits, pertes de précontrainte, etc.).

La précision de la mesure peut être assez élevée (2 à 5 %) si l'opération est bien maîtrisée : utilisation de vérins à piston, étalonnage des vérins, maîtrise des pertes dans les flexibles, etc. Une bonne connaissance de l'incidence des effets thermiques est également nécessaire afin de corriger les résultats ou de s'affranchir de l'influence des effets thermiques, s'ils ne sont pas eux-mêmes l'objet de la pesée.

Figure 51a

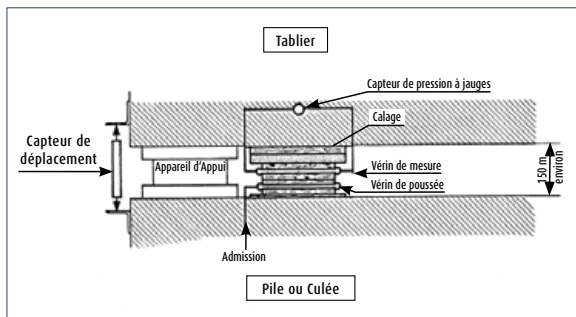


Photo 88 : Vérin de mesure : « Vérin plat à piston à portée sphérique », étalonnage sous presse de toute la chaîne hydraulique pour assurer la précision de la mesure, réutilisable



Photo 87 : Pesée par vérin à piston



Photo 89 : Pour mémoire : Vérin plat de levage dit « vérin plat », levage à l'huile hydraulique, fossilisation au coulis de ciment, usage unique, non réversible et donc non étalonnable. Ce type de vérin est donc peu précis en mesure mais peut être utilisé en calage

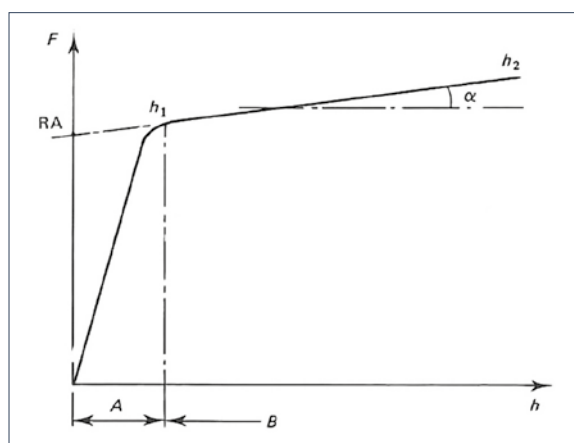
Une pesée peut exceptionnellement permettre de détecter une anomalie de fonctionnement par observation d'une rupture de pente de la courbe pression/dénivelation.

La pesée de réactions d'appuis est donc aussi bien une méthode d'auscultation d'ouvrage malade qu'une méthode permettant de s'assurer de son bon fonctionnement dans le temps. Toutefois, la pesée de réactions d'appuis s'utilisera de préférence en confirmation de résultats obtenus grâce à d'autres investigations.

La mesure peut s'effectuer :

- en continu pour permettre, par exemple, de constater les effets de la température : l'ouvrage est soulevé et un appareillage automatique permet de relever les pressions aux vérins ;
- à un instant donné pour obtenir, par exemple, une valeur de réaction sous charges permanente : on effectue alors une dénivellation par paliers en mesurant pour chacun le déplacement et l'effort dans le vérin. La réaction d'appui est alors l'ordonnée à l'origine de la courbe correspondante une fois passée la zone de décompression des appareils d'appui. Différents cycles de montée/descente sont nécessaires afin de s'affranchir de frottements éventuels.

Figure 51b : Courbe typique déplacement vs pression au vérin. La partie A correspond à la décompression des appareils d'appui. La partie B permet d'estimer la rigidité du tablier



1.3.7 – MÉTHODES UTILISANT LES ONDES ULTRASONORES OU MÉCANIQUES

1.3.7.1 Réflectométrie d'ondes ultrasonores guidées

Une méthode d'auscultation relativement récente utilisant les ondes ultrasonores a été développée par l'Isttar. Il s'agit d'un dispositif d'auscultation des zones d'ancrage de torons de précontrainte par réflectométrie d'ondes ultrasonores guidées, permettant de détecter des fils rompus ou des défauts dans ces zones.

Son application nécessite un démontage des capots de précontrainte de façon à avoir accès à l'extrémité des torons. Une préparation par meulage de chaque fil ausculté est réalisée avant de positionner un transducteur piézoélectrique sur la face meulée du fil que l'on souhaite ausculter. Le transducteur introduit une vibration longitudinale (à la fréquence et à l'énergie voulues) qui se propage le long du fil de précontrainte. Lorsque celle-ci rencontre un obstacle, elle se réfléchit et le transducteur reçoit l'onde réfléchie. Une analyse poussée des échogrammes ainsi obtenus permet d'évaluer le type de défaut détecté ainsi que sa position.

Cette méthode, qui a fait la preuve de son efficacité sur un nombre encore réduit de structures, permet de détecter des défauts jusqu'à une distance de l'ancrage pouvant atteindre environ trois mètres.

1.3.7.2 Tomographie sismique

Cette méthode d'auscultation qui est issue à la fois de la médecine et de la géophysique, consiste à équiper la périphérie de la section d'une structure en béton ou en maçonnerie à l'aide de capteurs de façon à évaluer les propriétés mécaniques du matériau à l'intérieur de la section, uniquement à partir des informations enregistrées au niveau de la surface extérieure (mesures en transmission). Des sources émettant des ondes ultrasonores (sources piézoélectriques contrôlées de quelques kHz, mais aussi chocs, explosifs, etc.) sont placées à la surface de la structure et « arrosent » un ensemble de récepteurs (capteurs à ultrasons, accéléromètres, etc.). La reconstruction tomographique est effectuée grâce à un logiciel de calcul inverse qui analyse l'ensemble des trajets joignant chaque source à chaque récepteur. Pour chaque couple source-capteur, le paramètre le plus souvent utilisé est le temps de trajet de l'onde transmise. Les résultats du calcul permettent de fournir la distribution des vitesses de l'onde de compression dans la section auscultée.

Cette technique permet donc d'obtenir une visualisation de la distribution des résistances en compression du béton, pourvu qu'une corrélation valide ait pu être établie entre la vitesse de l'onde ultrasonore et la résistance en compression.

Voir également ci-après une technique d'imagerie basée sur des mesures en réflexion : la tomographie « ultrasonore ».

1.3.8 – IDENTIFICATION MODALE ET DÉTECTION D'ENDOMMAGEMENT

Chaque pont possède une série de modes de vibration particuliers appelés « *modes propres* ». Un mode propre est une vibration périodique de la structure, c'est-à-dire une oscillation telle qu'à intervalles de temps réguliers (la « période »), le pont reprend la même forme (dite « *déformée modale* »).

Sous l'action du trafic, du vent et des autres charges transitoires qui le sollicitent, les vibrations d'un pont ne sont généralement pas périodiques : la vibration ne peut donc s'interpréter comme la manifestation d'un mode propre ou d'une simple somme de modes propres.

Mais l'analyse mathématique de ces vibrations, sur un temps suffisamment long ou sur la base d'un échantillonnage suffisamment fin, permet d'identifier certains modes propres : sur un pont, il s'agit souvent des deux ou trois modes de plus basse fréquence. Le mode de plus basse fréquence, dit « mode fondamental », présente un intérêt particulier. Pour un ouvrage d'art ou un immeuble, la fréquence fondamentale est généralement de l'ordre du Hertz.

Les fréquences propres sont les paramètres les plus faciles à mesurer : l'emploi d'analyseurs de spectre permet aujourd'hui d'en effectuer l'estimation pratiquement « à la volée ». Il n'en va malheureusement pas de même pour les déformées modales ou l'amortissement : ici, la pertinence des choix effectués dans le placement des capteurs et l'importance de l'instrumentation vont jouer un rôle considérable dans la qualité des résultats, que l'on n'obtient qu'après-coup, au laboratoire.

Compte tenu de l'état de la technologie actuelle, l'analyse modale ne convient qu'à l'auscultation d'ouvrages dont les premiers modes ont une fréquence de l'ordre du Hertz ou de quelques Hertz. Généralement, les ponts précontraints, du fait de leur élancement, satisfont à cette condition mais cela doit être vérifié avant d'engager de telles investigations.

En pratique, ces mesures reposent sur une instrumentation distribuée tout au long du pont. Les instruments doivent permettre d'associer mesures instantanées de déplacement (comparateurs, inclinomètres) et d'accélération (accéléromètres). La chaîne de mesure se caractérise par une fréquence d'échantillonnage élevée (typiquement entre 10 et 1 000 Hz).

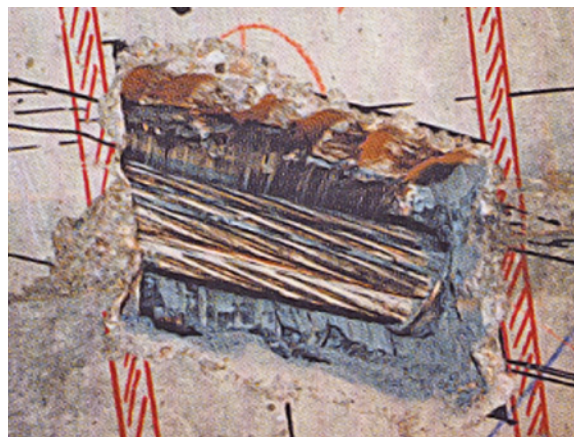
La méthode est utilisée pour confirmer un endommagement sur un ouvrage pathologique, apprécier l'évolution d'un endommagement ou pour évaluer l'efficacité d'une réparation.

1.4 – AUSCULTATIONS « DESTRUCTIVES » OU « SEMI-DESTRUCTIVES »

1.4.1 – DÉFINITIONS

Le contrôle destructif ou semi-destructif (si la section est reconstituée) permet d'éprouver localement certains éléments porteurs en isolant leur comportement de celui de la structure dans son ensemble. Ces techniques nécessitent l'ouverture de « fenêtres » :

Photos 90 et 91 : Ouverture de fenêtres et de gaines



1.4.2 – L'ARBALÈTE

Cf. fiche C4-3 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema* [81] *Mesure de la tension des câbles et armatures de précontrainte au moyen de l'arbalète*

L'arbalète permet une mesure directe de la tension des fils, de torons ou de paquets de torons constituant un câble de précontrainte. Cette opération nécessite de réaliser un accès aux câbles au moyen d'une « fenêtre » dans le béton. Le fil ou le câble est alors fléchi par un vérin perpendiculairement à son axe (la flexion est millimétrique) et la tension est déduite de la loi efforts/déformations suivant une courbe caractéristique d'étalonnage établie en laboratoire pour le type d'armature considéré.

Cette mesure est délicate car le câble ne doit en aucun cas être endommagé par l'opération et son intégrité doit être garantie après l'opération et la fermeture de la fenêtre.

Photo 92 : Arbalète en action



Photo 93 : Banc de mesure utilisé pour l'étalonnage des fils



Par ailleurs, la pertinence de cette méthode qui va entraîner, de fait, la réduction irrémédiable de béton comprimé, doit être évaluée au regard du fonctionnement de la section. Par exemple, la réalisation de mesures d'arbalète sur des poutres PRAD de section modeste, outre qu'elle est peu utile, peut s'avérer dommageable à la résistance de la structure.

Aussi, ce type d'investigation « semi-destructive » doit-il être réservé aux ouvrages qui le nécessitent (par exemple après exploitation d'une étude de « risques », à une série de VIPP) et réalisé par des opérateurs confirmés.

La connaissance de la tension d'un fil (ou de plusieurs fils et de plusieurs câbles en différentes sections) permet de remonter à la précontrainte effective (toutes pertes déduites) et d'effectuer des vérifications de contraintes des sections et d'autres « recalculs » très utiles.

La précision obtenue est de l'ordre de 3 à 5 % de la tension à mesurer. Toutefois, pour un ouvrage donné, relativement homogène, se pose le problème de l'échantillonnage : à titre indicatif, sur un VIPP, l'ouverture de trois à quatre fenêtres, pour l'ensemble des poutres sur une travée, est souhaitable. Chaque fenêtre permet de réaliser plusieurs mesures suivant l'accessibilité des câbles. Les entretoises précontraintes et le hourdis peuvent également faire l'objet de mesures.

Outre la réalisation d'une mesure de tension, cette opération est l'occasion d'examiner l'état des câbles, de leur injection et de s'assurer qu'ils sont globalement tendus. Le cas échéant, on s'assurera également de la nature des câbles au cas où elle se serait pas bien établie par le dossier d'ouvrage.

La fenêtre doit être soigneusement refermée après réalisation.

Le guide *Mesure de la tension des armatures de précontrainte à l'aide de l'arbalète* édité par le LCPC (méthode qualifiée) décrit la constitution d'une chaîne de mesures à l'arbalète en usage en 2009. Il en explique le mode opératoire, la calibration et la méthodologie d'exploitation des courbes d'arbalète qui concourent à une évaluation optimale de l'effort de tension dans l'armature testée.

1.5 – TECHNIQUES D'IMAGERIE NUMÉRIQUE

Ces techniques permettent de cartographier les zones internes au béton. La profondeur de pénétration et la nature des informations détectées dépendent de la nature du rayonnement utilisé : hertzien (radar), optique (thermographie), rayons gamma (gammagraphie) ou ultrasonore (tomographie). Certains capteurs non destructifs sont adaptés à l'auscultation des gaines de précontrainte additionnelle (c'est-à-dire extérieures au béton). Ils sont donc surtout employés pour diagnostiquer les défauts d'injection et, par conséquent, les risques de corrosion des armatures.

1.5.1 – LES PACHOMÈTRES

Les pachomètres (par exemple, de type Ferroskan® ou Profometer®) utilisent des boucles électromagnétiques à basse fréquence (capteurs inductifs) et sont employés pour la détection des lits superficiels d'armatures. Ils ont une profondeur de pénétration d'environ 15 cm. Ils donnent, à une profondeur de 10 cm environ, une image en plan de la position des armatures avec une résolution d'environ 5 mm. Ce type d'appareil est difficilement utilisable dans les zones de ferrailage dense.

1.5.2 – LE RADAR

Cf. fiche C1-1 C1-2 C1-3 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema [81]* sur l'utilisation du radar en détection (d'armatures, de vides et d'épaisseurs) sur les ouvrages en béton.

Le radar est utile pour localiser les discontinuités de matériaux à une profondeur de 40 cm environ suivant la puissance et la fréquence du faisceau employé. Il permet notamment de localiser avec une précision centimétrique les passages d'armatures et la stratification entre matériaux (notamment les couches de chaussée jusqu'à la dalle du tablier). C'est donc un outil précieux lorsqu'il s'agit de positionner des fenêtres d'examen pour accéder à un endroit particulier des câbles. Cet instrument peut servir à estimer une épaisseur d'enrobage ou un diamètre d'armature. Toutefois, la réponse de l'appareil n'est que relative et dépend de multiples paramètres d'ambiance. C'est pourquoi, en vue de l'obtention de données quantitatives d'épaisseur ou de taille d'armature, il faut programmer une forme d'étalonnage : on notera pour cela les valeurs lues pour une armature en place, dont on mesurera la véritable dimension en pratiquant une fenêtre d'observation.

Figure 52 : Détection d'aciers par pachomètre

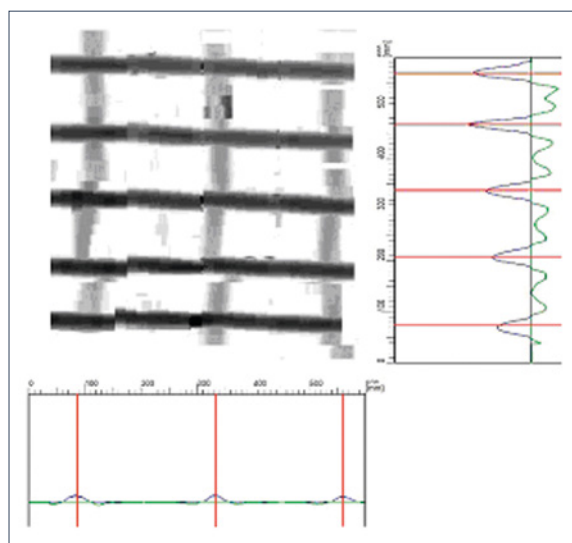
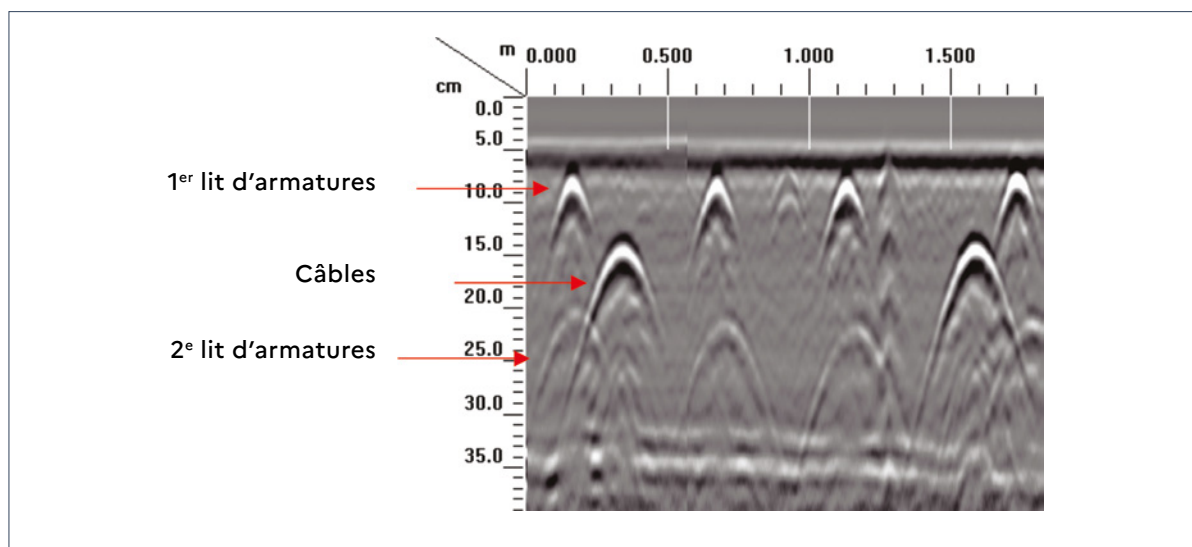


Photo 94 : Détection de câbles de précontrainte et d'armatures passives par radar



À noter toutefois qu'un radar est inopérant au travers d'une étanchéité comportant une feuille métallique (effet miroir).

1.5.3 – LA THERMOGRAPHIE INFRAROUGE

Cf. fiche B5-8 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema [81]* *Thermographie active sur câbles de précontrainte extérieure*

La thermographie infrarouge permet de détecter les contrastes thermiques et peut s'appliquer à la vérification de l'injection des câbles de précontrainte extérieure. D'un développement récent et encore peu utilisée, cette méthode est en phase d'acquisition de références.

Elle permet de déterminer les vides et les anomalies du remplissage des conduits de précontrainte en polyéthylène haute densité (PEHD).

Elle concerne les conduits remplis au coulis de ciment ou à la cire pétrolière.

Le contrôle peut être réalisé après injection et prise du coulis de ciment ou après refroidissement complet dans le cas de la cire pétrolière.

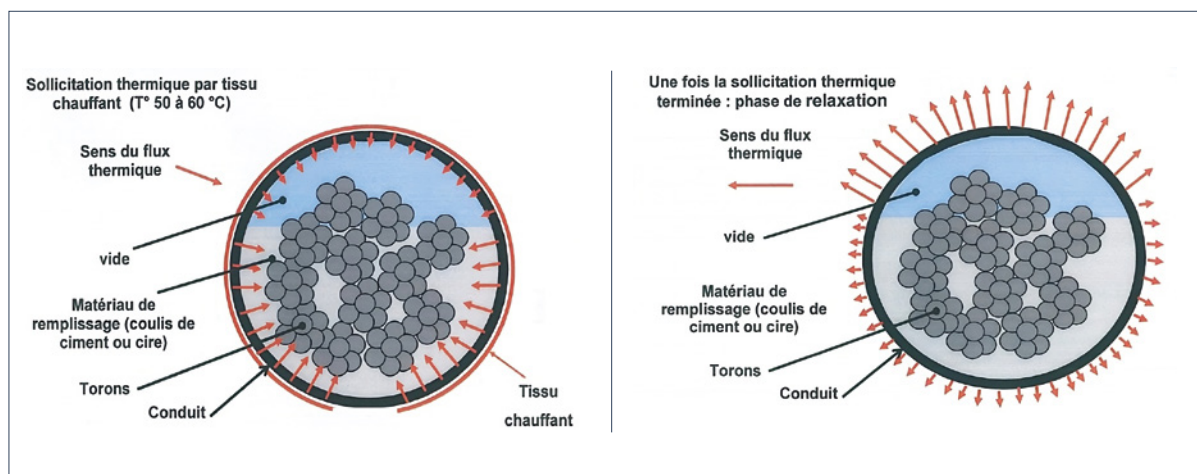
Par contre, il n'est pas possible, avec cette technique, d'identifier la présence d'eau ou de « pâte blanche » dans une gaine. L'usage de la méthode mettant en œuvre une sonde capacitive permet toutefois d'atteindre ce dernier objectif.

Principe de la détection des défauts d'injection par thermographie infrarouge

Dans le cas d'un flux thermique consécutif à l'échauffement d'un conduit (phase de sollicitation) suivi du refroidissement (phase de relaxation), la présence d'air avec la conductivité thermique qui y est associée se traduit par une modification des propriétés thermiques de la zone observée.

Pour peu qu'il soit suffisamment important, le flux thermique généré peut être mis en évidence par l'utilisation d'une caméra infrarouge.

Figure 53 : Détection des défauts par thermographie infrarouge



Étant donné qu'il est nécessaire de générer un flux thermique, il s'agit donc de thermographie active.

Couramment, le flux thermique est apporté par un tissu chauffant adapté à la taille des conduits à ausculter.

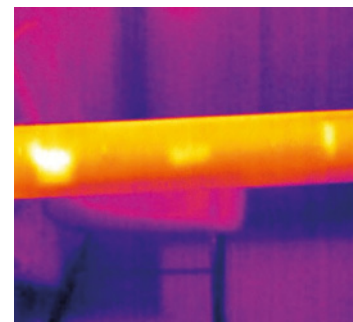
Photo 95 : Vue du dispositif de sollicitation thermique et de sa régulation



Photo 96 : Vue en infrarouge du dispositif de sollicitation thermique



Photo 97 : Image par caméra thermique de défauts d'injection ponctuels dans un conduit de précontrainte après sollicitation thermique



1.5.4 – LA GAMMAGRAPHIE

Cf. fiche B-1 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema* [81] *Gammagraphie, radiographie et radioscopie*

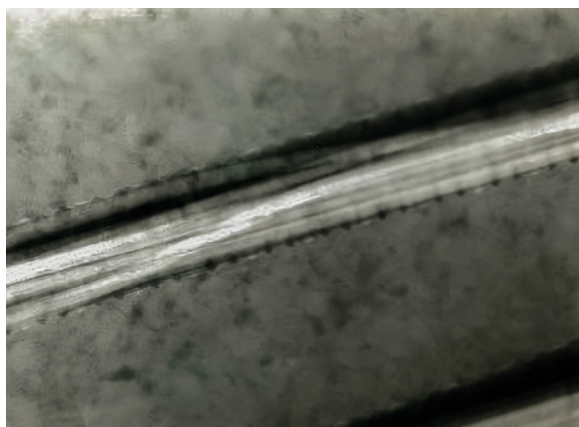
La gammagraphie, technique basée sur des radionucléides artificiels produisant un rayonnement électromagnétique, permet de visualiser le contenu d'un élément de structure sur l'ensemble de sa profondeur, dans les limites du pouvoir pénétrant du rayonnement gamma utilisé : épaisseur de béton inférieure à 60 cm. Au-delà et jusqu'à environ 1,20 mètre, l'utilisation d'un accélérateur produisant des rayons X de haute énergie est nécessaire.

La gammagraphie est une méthode de référence qui permet d'obtenir une excellente représentation de l'état des câbles et de leur protection.

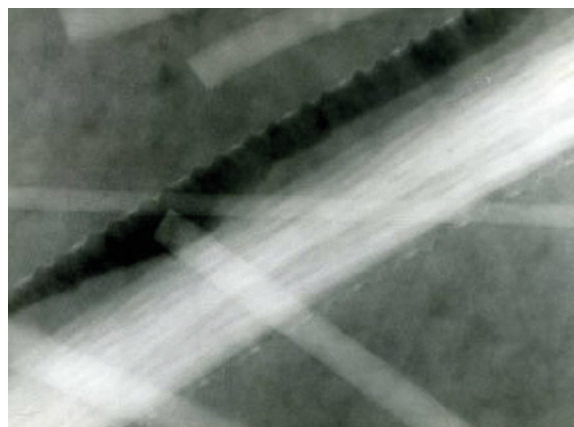
La gammagraphie réalise la projection de l'image des objets présents dans le matériau ausculté sur le support récepteur (film argentique ou support numérique), permettant de distinguer les différents lits d'armatures, d'estimer leur diamètre, de révéler et de quantifier les manques de coulis dans les conduits de précontrainte. Il est également possible de voir la position des fils ou torons dans leur conduit et dans certains cas de révéler les symptômes de leur rupture. Les défauts internes du béton (ségrégations en particulier, mais aussi discontinuités et fissures suivant leur orientation dans le matériau), peuvent être révélés. La technique peut être employée pour positionner précisément les objets présents dans la structure lorsque le radar est en dehors de ses capacités de pénétration ou quand le premier lit d'armatures empêche la pénétration de l'onde radar.

L'emploi de la gammagraphie impose de respecter des règles de radioprotection potentiellement très contraignantes, voire rendant l'intervention impossible sur certains ouvrages. Par ailleurs, l'usage de la gammagraphie est actuellement limité par le peu de laboratoires équipés pour effectuer ces investigations.

**Photo 98 : Câble à fils parallèles
avec plusieurs fils non tendus**



**Photo 99 : Câble à torons -
Vague de coulis au-dessus des torons**



1.5.5 – LA TOMOGRAPHIE ULTRASONORE

Cf. fiche B1-11 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema* [81] *Pulse-écho et tomographie ultrasonore*

À l'instar de l'échographie médicale, la tomographie « ultrasonore » utilise un faisceau d'ondes sonores de basses fréquences (20 à 100 kHz) appliquées à la surface du béton par un dispositif émetteur-récepteur (« antenne »). Des mesures en réflexion (sur une grille X,Y) sur une face de l'ouvrage permettent alors d'accéder à une vision 3D au sein de la structure et d'en extraire des coupes sur une tranche de profondeur donnée (comme sur l'image présentée ci-après).

Elle est relativement facile d'emploi car elle s'applique sur les faces accessibles à l'aide d'un matériel portable et permet d'obtenir rapidement, sur site, une image des hétérogénéités internes (vides, nids de cailloux, délaminations, défauts de bétonnage, etc.) ou tout simplement de déterminer l'épaisseur des pièces depuis la seule face accessible.

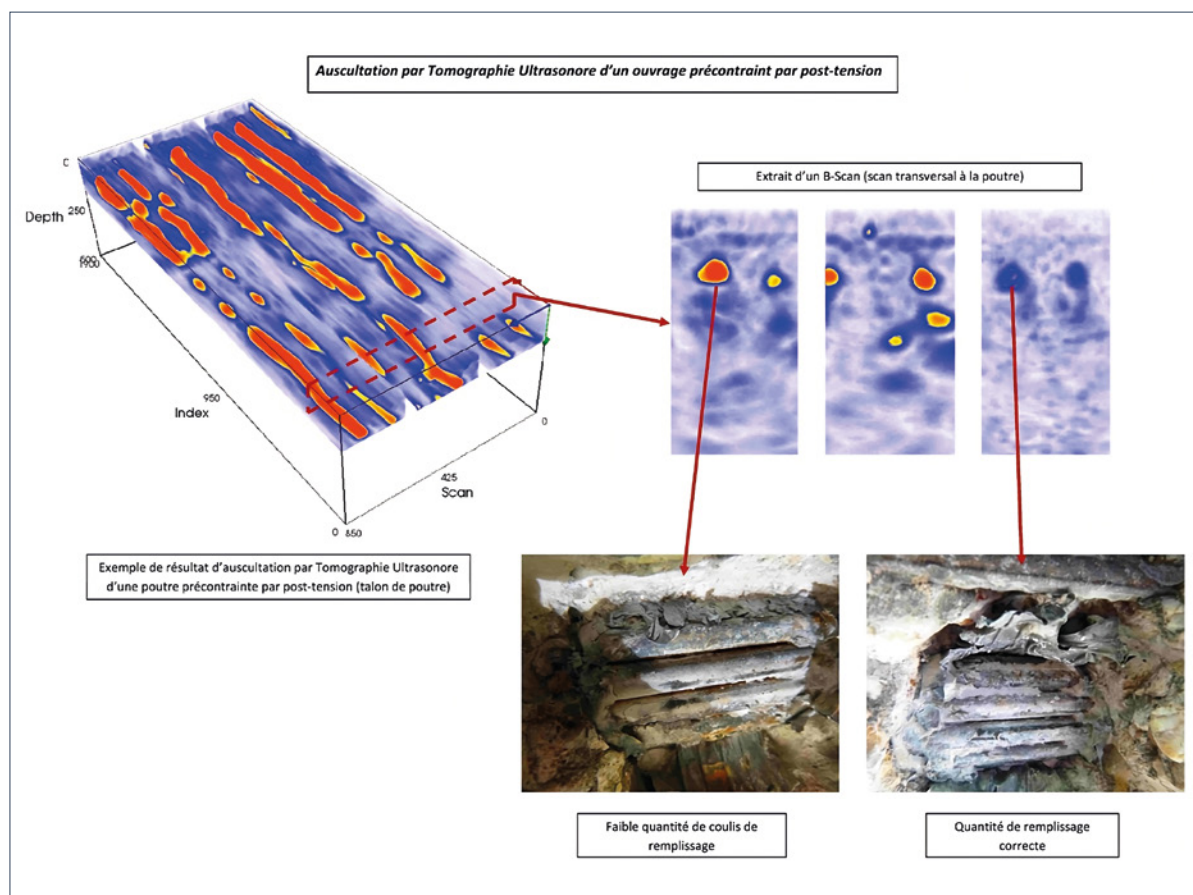
La profondeur de pénétration de la tomographie ultrasonore dépend de la puissance des matériels utilisés, mais les dispositifs récents permettent d'atteindre une profondeur de l'ordre du mètre (au-delà, les pertes de signal sont importantes). Son interprétation est parfois délicate car les « défauts » (ou « singularités ») peuvent se masquer les uns les autres, par exemple lorsqu'il y a un défaut de vibration sur le trajet. De même, les défauts autour des câbles au premier plan peuvent être mis en évidence mais sans qu'il soit possible de préciser avec certitude s'il s'agit de défauts d'injection ou de défauts de bétonnage autour des gaines.

En pratique, il est recommandé de réaliser, sur chantier, un essai de « calibration » sur une zone connue et saine.

C'est une méthode d'auscultation de « première intention », alternative ou complémentaire du radar pour la recherche de défauts du béton, en particulier pour de fortes épaisseurs ou en milieu humide. Cependant, l'avantage du radar est d'offrir un positionnement plus précis des armatures et câbles.

En ce qui concerne son application à l'examen de la précontrainte, la précision de la visualisation et de la caractérisation des défauts est, en tout état de cause, largement inférieure à celle de la gammagraphie ; il est par exemple impossible de détecter la rupture de fils, etc.

Photo 100 : Images tomographiques ultrasonores d'une section précontrainte après reconstitution (MIRA A 1040 – Adiss)
Les zones en rouge mettent en évidence des différences d'homogénéité du béton le long d'un câble.
Il peut s'agir de défauts d'injection mais aussi d'autres défauts autour de la gaine
(par exemple : vide suite à un défaut de vibration du béton)



1.6 – MESURE DES GRADIENTS THERMIQUES

Cf. fiche C3-20 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema* [81] *Mesure du gradient thermique sur ouvrages en béton* et fiche E1-1 : *Évaluation du gradient thermique*

La mesure des gradients thermiques occupe une place particulière dans l'auscultation ou la surveillance des ouvrages précontraints :

- le gradient thermique réglementaire ou issu des Eurocodes n'est pas toujours représentatif de la réalité, qui fait intervenir les conditions d'ensoleillement, le microclimat, l'inertie thermique des tabliers, la forme de la section, l'épaisseur et la couleur des enrobés, etc. ;
- la connaissance des gradients thermiques réels (amplitude et forme) permet d'affiner les conditions de fonctionnement d'un ouvrage pathologique ;
- la connaissance en temps réel des gradients thermiques est indispensable à l'interprétation d'autres mesures (courbures, flèches, extensométrie, ouvertures de fissures, pesées de réactions d'appuis, etc.) ;
- le cas échéant, sur un ouvrage pathologique, la mesure de gradient thermique est intégrée aux dispositifs de surveillance renforcée ou de haute surveillance afin de faciliter l'interprétation des mesures et éventuellement prendre les décisions appropriées en temps utile.

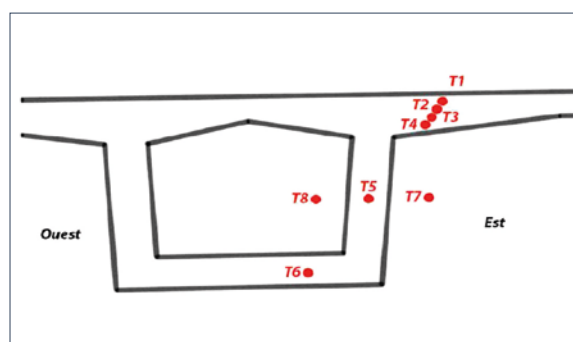
Pour la mesure des gradients thermiques, des sondes de température sont placées dans le béton à différentes profondeurs. Les mesures de températures sont enregistrées sur une longue période : idéalement un an, afin d'intégrer l'effet des différentes saisons et de déterminer le gradient thermique extrême.

Le gradient thermique positif est en général extrême lorsque l'ensoleillement est élevé et que la différence de température jour/nuit est maximale.

Différents capteurs de température sont distribués sur la hauteur de la section. En effet, le seul paramètre considéré comme influant la température locale est l'altitude du capteur dans la section droite. La densité verticale des capteurs dépend de l'amplitude locale des variations thermiques attendues, sachant que deux capteurs sont insuffisants pour déterminer une courbe de gradient fiable.

On pourra se reporter à l'annexe 4 du présent guide pour une meilleure compréhension des effets du gradient thermique sur les structures.

Figure 54 : Implantation de huit capteurs



1.7 – MESURES ACOUSTIQUES SUR LES CÂBLES

Cf. fiche B5-3 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema* [81] *Surveillance acoustique des câbles*

Photo 101 : Surveillance acoustique de câbles intérieurs



Photo 102 : Surveillance acoustique de câbles extérieurs



Cette technique d'enregistrement permet de détecter les ruptures de fil dans les câbles, aussi bien de précontrainte intérieure que de la précontrainte extérieure. La rupture (fragile) du fil s'accompagne d'une onde de compression le long du fil, qui se transmet au coulis, à la gaine puis au béton.

Comme elle subit une atténuation (par contact, diffusion, etc.), on dispose plusieurs capteurs de loin en loin le long du câble, avec une interdistance de quelques mètres.

C'est essentiellement une technique de surveillance d'ouvrage dont on connaît les pathologies.

La difficulté de l'instrumentation acoustique des structures précontraintes tient à deux aspects :

- il n'est pas possible de placer le capteur directement au contact du câble. En pratique, pour la précontrainte intérieure, le capteur est fixé sur une platine d'aluminium collée sur le béton. Dans le cas de la précontrainte extérieure, il est fixé par une mordache ;
- le signal acoustique est bruité par l'ambiance (bruit de fond du trafic, chocs dans le béton distincts de la vie du câble). C'est pourquoi une période d'apprentissage est nécessaire, ouvrage par ouvrage, afin d'éviter des alertes intempestives, de séparer et d'interpréter convenablement les signaux. Le logiciel d'analyse du signal est, de ce point de vue, un système-expert qui intègre les connaissances déjà acquises sur la corrélation entre un phénomène acoustique et l'état des armatures.

L'analyse des signaux permet de déterminer le temps de propagation d'un capteur au suivant. Moyennant une hypothèse simple sur la vitesse équivalente de propagation du son dans le composite acier + coulis + gaine + béton, il est possible de localiser la zone de rupture.

Remarque : la surveillance acoustique peut être utilisée pour permettre de détecter les ruptures de fils et, le cas échéant, l'accélération de la dynamique de rupture qui précède la rupture du câble complet. Cette méthode de surveillance rentre dans le cadre d'une surveillance renforcée ou d'une haute surveillance. La surveillance acoustique peut également être mise en œuvre dans le cadre d'un protocole d'accès à l'ouvrage pour investigation, travaux... Ce protocole est propre à chaque ouvrage et tient compte de ses particularités. En outre, afin de se prémunir de la conséquence d'une rupture effective, il est pertinent de concevoir un système d'absorption de l'énergie de rupture par amortisseurs, sangles, portiques, etc.

1.8 – ESTIMATION DE LA TENSION DES CÂBLES PAR MÉTHODE VIBRATOIRE

Cf. fiche C4-2 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema* [81] *Estimation de la tension des câbles par méthode vibratoire*

En cas d'incertitude sur la tension effective de câbles de précontrainte extérieure et sous réserve d'une longueur accessible suffisante (au moins dix mètres), une mesure directe de tension par la méthode vibratoire est envisageable. Cette méthode est basée sur le fait que la fréquence vibratoire d'un câble tendu est liée à sa tension.

L'interprétation experte est délicate ; quelques biais de mesure sont possibles mais, dans le cas général, cette méthode donne des résultats très fiables, notamment s'il s'agit de suivre d'éventuelles évolutions de tension d'un même câble au fil du temps.

1.9 – AUSCULTATION DES CÂBLES PAR MÉTHODE CAPACITIVE

Cf. fiche B5-2 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema* [81] *Capteur capacitif pour conduit de précontrainte extérieure*

L'auscultation des câbles extérieurs par méthode capacitive permet de mettre en évidence les vides ou autres défauts d'injection et notamment la présence de « pâte blanche » et celle d'eau.

Cette méthode convient aux câbles de précontrainte extérieure injectés au coulis de ciment pour lesquels on souhaite mettre en évidence ce type de défaut. Si cette méthode convient pour la recherche de corrosion provoquée par de la présence d'eau ou de pâte blanche, elle ne convient pas pour la recherche de corrosion due à la pénétration d'agents agressifs à travers les défauts des gaines en PEHD puis leur migration dans le coulis.

Elle met en œuvre un petit boîtier que l'on fait circuler autour et le long de la gaine. Au droit d'une section donnée, la rotation de l'appareil autour de la gaine donne un diagramme polaire $C(q)$ de la capacité électrique de l'ensemble gaine + coulis + câble en fonction de la position angulaire du boîtier.

Techniquement, le boîtier contient un circuit oscillant dont la capacité est en partie constituée par la gaine inspectée. La fréquence d'oscillation est naturellement corrélée à la capacité (variable) du circuit ainsi constitué.

Le capteur capacitif actuel est inadapté à la détection des défauts de remplissage par cire pétrolière.

La géométrie des capteurs actuels ne convient pas à l'auscultation des raccords manchonnés et les bourrelets de soudures au miroir doivent être arasés.

Photos 103a et 103b : Sonde capacitve du Cerema



1.10 – AUSCULTATION MAGNÉTIQUE DES CÂBLES

Cf. fiche B5-6 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema* [81] *Détection de défauts de section dans les câbles de précontrainte extérieure par auscultation magnétique*

Cette méthode issue des technologies de surveillance des câbles de dispositifs de remontées mécaniques (cf. fiche B5-5 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema* [81]) est désormais applicable aux câbles de précontrainte extérieure au béton.

L'auscultation magnétique consiste à soumettre le câble à un champ magnétique généré par des aimants permanents très puissants et à étudier les variations de courant induit, dans un solénoïde dont le noyau est le câble lui-même, au passage des aimants. Les variations de section du câble vont alors causer une variation de sa perméabilité qui perturbe l'induction.

Cette méthode est extrêmement sensible et permet de repérer des corrosions minimales du câble et *a fortiori*, assez facilement, des fils rompus.

L'auscultation magnétique des câbles doit toutefois être envisagée et étudiée au cas par cas.

Les paramètres à considérer sont les suivants :

- la disponibilité des équipes (interprétation experte requise) ;
- la disponibilité des matériels (très peu répandus) ;
- les conditions d'accès du matériel, assez encombrant, aux sections de câbles à ausculter ;
- la mobilité du matériel le long du câble (ce n'est pas un essai « statique »).

Cette méthode ne doit pas être confondue avec l'évaluation des câbles par auscultation électromagnétique (fiche B 5-4 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema* [81]), basée sur les variations d'impédance d'un solénoïde excité par un courant basse fréquence. Cette dernière méthode est plus facile à mettre

en œuvre mais nettement moins puissante et elle est abandonnée au profit des méthodes magnétiques utilisant de puissants aimants permanents. Il est à noter que ces méthodes sont incompatibles entre elles du fait de la rémanence de l'aimantation du câble.

Remarque : cette auscultation nécessite d'araser les témoins de soudures au droit des manchons. Aussi est-il impératif de procéder aux inspections visuelles préalablement au déploiement de cette méthode.

Photos 104a et 104b : « Aimants et bobine » d'auscultation magnétique



1.11 – AUSCULTATION DES CÂBLES AUX ANCRAGES PAR RÉFLECTOMÉTRIE D'ONDES ULTRASONORES

Cf. fiche B5-7 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema* [81] *Réflexométrie ultrasonore par ondes guidées*

Cette méthode peut être utilisée pour examiner l'état de corrosion des câbles près des ancrages. En effet, l'auscultation magnétique ou directe n'est pas possible au sein des massifs d'ancrages et il faut alors opérer depuis la tête d'ancrage elle-même.

Cette méthode nécessite un accès en sécurité des personnels et des matériels à l'arrière des têtes d'ancrages. En sécurité signifie que le risque de rupture brutale est pris en compte dans le protocole d'accès.

Les extrémités de fils ou torons sont préparées (après dépose des capots d'ancrage) pour permettre d'étudier les ondes sonores réfléchies après émission et transmission au niveau des fils élémentaires.

Faiblement destructive et invasive (sous réserve que les ancrages soient protégés par des capots démontables), cette méthode permet d'investiguer les câbles sur une profondeur d'un ou deux mètres au maximum.

L'interprétation est experte et nécessite un étalonnage délicat. Le résultat n'est pas « absolu » et doit plutôt être considéré comme une probabilité de défaut. Comme toute méthode experte, sa disponibilité est faible. Cette méthode n'est pas utilisée en routine mais uniquement s'il existe de fortes suspicions de défauts de câbles au niveau des ancrages.

1.12 – MÉTHODE DES MOMENTS DE DÉCOMPRESSION

Cf. fiche C5-2 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema* [81] *Méthode des moments de décompression*

Cette technique a été imaginée en 1978 pour comprendre le fonctionnement mécanique des voussoirs des ponts-caissons précontraints. Il s'agit de déterminer l'état mécanique à vide d'un tablier par la connaissance du comportement local des joints. Cette méthode est également utilisable sur des fissures actives.

Le principe de l'essai est de déterminer s'il y a, à un certain niveau de chargement, ouverture de joint (ou perte locale de contact) entre deux voussoirs, et de déterminer avec la plus grande finesse possible pour quelle valeur du moment fléchissant longitudinal elle survient. Cela suppose :

- le contrôle de l'augmentation du moment fléchissant jusqu'à la valeur critique cherchée ;
- la maîtrise d'une technique de détection de l'ouverture de joint.

Il est nécessaire de mesurer non seulement le déplacement relatif des deux voussoirs, mais également la déformation du béton de part et d'autre du joint. On utilise pour cela des jauges d'extensométrie et des capteurs de déplacements placés à cheval sur les joints, et l'on suit l'évolution de la réponse de l'ensemble sous chargement monotone (croissant ou décroissant).

1.13 – MESURE DE CONTRAINTES PAR LIBÉRATION

Cf. fiche C3-16 du *Cahier interactif Ifsttar/Cerema* [81] *Mesure de contrainte par libération*

La plupart des méthodes d'évaluation s'appuient sur des mesures de déformations (inclinométries, flèches sous chargement, extensométries, etc.). Ces mesures sont courantes et bien maîtrisées mais, outre qu'elles n'accèdent qu'à des déformations et non à des contraintes, en tout état de cause, elles ne permettent pas d'accéder à l'évaluation d'une contrainte à vide.

La mesure de contrainte par libération est d'application moins courante : cette méthode issue de la mécanique des roches permet d'effectuer la mesure d'une contrainte locale à vide.

Un principe possible est « d'entailler » la face comprimée. Il s'ensuit une fermeture partielle de cette entaille. En plaçant un vérin plat dans l'entaille, la pression à appliquer pour revenir à la situation initiale permet de déterminer la contrainte de compression.

Toutefois, une difficulté de son application sur béton est que l'on ne mesure que des contraintes en peau masquées par les autocontraintes thermiques et de retrait emmagasinées au stade de la fabrication.

Figure 55 : Étapes de la mesure de contrainte par libération

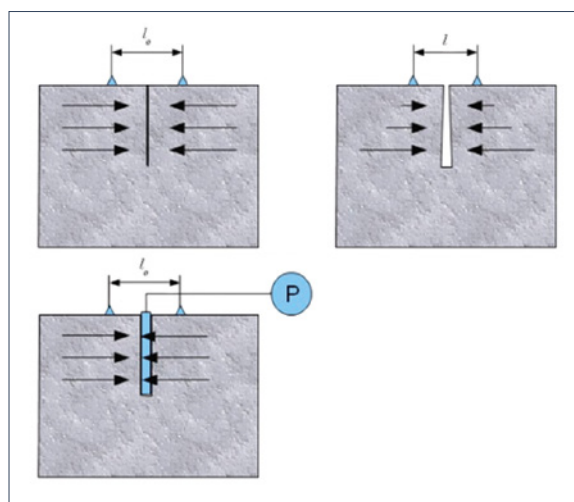
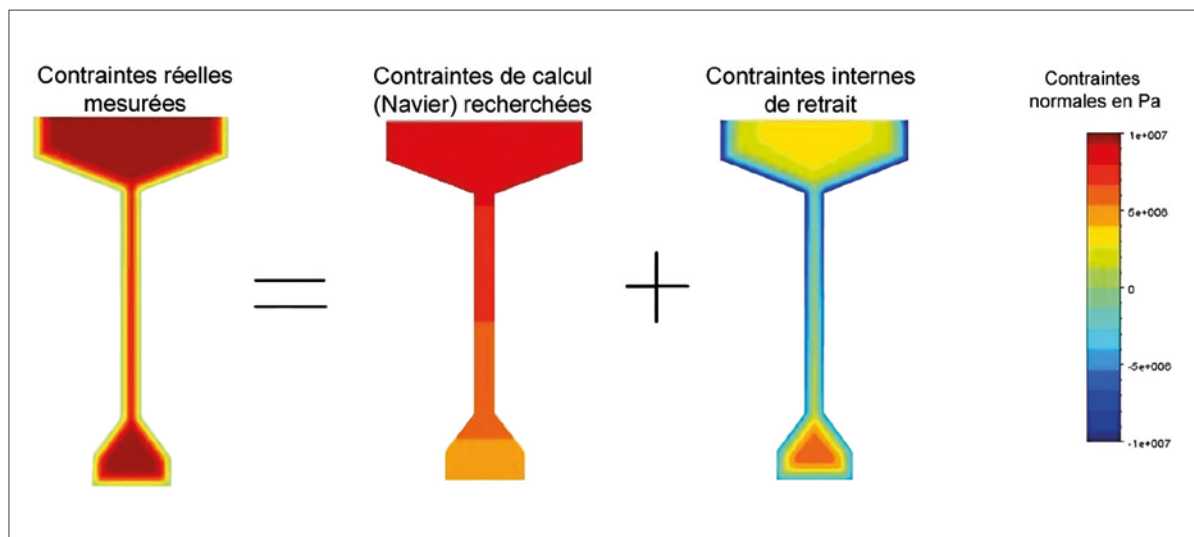


Figure 56 : Prise en compte des autocontraintes de retrait



Aussi l'interprétation des mesures est-elle spécifique à chaque section. Une modélisation de ces effets est nécessaire pour corriger les mesures directes de contraintes.

Cette méthode est d'application complexe et longue du fait, notamment, de l'échauffement du béton lors de l'entaillage qui perturbe le champ de contrainte.

Les recherches en cours visent à accélérer les mesures et à diminuer le caractère intrusif du procédé.

1.14 – INSTRUMENTATION DIRECTE DES CÂBLES

Dans le cas de fissures existantes traversées par des câbles, il est possible de mesurer directement, sous trafic et effets thermiques, les surtensions du câble au droit de la fissure.

Cela consiste à coller des jauges de déformation de très petite taille sur les fils des torons des câbles qui sont rendus accessibles par la réalisation d'une petite fenêtre.

Cette méthode requiert une période d'acquisition suffisante (une semaine ou plus).

Sous réserve d'une analyse du fonctionnement de l'ouvrage et d'un choix judicieux de la position des jauges, cette méthode convient bien dans le cadre d'une surveillance renforcée d'un ouvrage pathologique.

Elle peut permettre de déterminer l'endommagement en fatigue (méthode du « *rain-flow* »).

Photo 105 : Jauges de déformation sur des torons



1.15 – RECALCULS

Les recalculs doivent permettre d'expliquer l'origine des désordres structuraux observés et d'apprécier l'état structurel de l'ouvrage en exploitation.

À cet effet, il convient notamment de déterminer :

- a) l'intensité des charges permanentes ;
- b) la tension résiduelle des câbles ;
- c) l'état à vide de la structure ;
- d) le risque de fatigue dans le cas de câbles traversant des joints ou fissures actifs ;
- e) éventuellement, l'agressivité des charges extrêmes de trafic supportées.

Pour cela, différentes auscultations sont utilisées, notamment toutes celles permettant d'établir des paramètres de calcul.

Le modèle recalé ayant servi au diagnostic servira de base au dimensionnement d'éventuelles réparations structurelles.

Un des problèmes qui se pose est celui du cadre réglementaire ou normatif à retenir par le maître d'ouvrage. En l'absence de cadre normatif pour le recalcul des ouvrages existants et dans l'attente d'un « Eurocode » sur l'évaluation des ouvrages existants, on pourra se reporter sur ce sujet complexe au guide *Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art – Pratiques du réseau scientifique et technique* (Cerema 2015).

2 – RÉPARATIONS

2.1 – GÉNÉRALITÉS

Ce chapitre présente une méthodologie de réparation puis traite différents types de réparations spécifiques aux ouvrages précontraints : réparations concernant des désordres de matériaux et réparations structurales.

Cas des ouvrages du réseau national

Pour les ouvrages du réseau routier national, tout projet de réparation doit faire l'objet d'un contrôle extérieur. Pour les ouvrages importants, une décision ministérielle permet alors de passer en phase travaux.

2.2 – RÉPARATION DES MATÉRIAUX

2.2.1 – RÉINJECTION AU COULIS DE CIMENT DES CÂBLES INTÉRIEURS AU BÉTON

La réinjection des conduits de précontrainte par un coulis de ciment ne se justifie que s'il y a un risque réel de prolifération de la corrosion. En effet, cette opération nécessite une ouverture des conduits qui peut s'avérer dangereuse pour l'intégrité de la précontrainte. Les familles de câbles bien protégées des agressions (suivant la qualité de l'étanchéité, le positionnement, tels que câbles de fléaux dans un caisson, etc.) ne justifient pas une telle intervention.

La réinjection des câbles intérieurs au béton s'est beaucoup pratiquée dans les années 1970-80 en étant associée à des gammagraphies. Elle est moins justifiable aujourd'hui compte tenu de l'âge avancé des ouvrages éventuellement concernés.

La réinjection doit donc être réservée à des ouvrages pour lesquels le risque de pénétration d'eau dans les conduits ne peut être éliminé d'une autre manière, par exemple dans le cas des câbles relevés en extradados.

On devra avoir au préalable une bonne connaissance de l'état réel du remplissage. Toute campagne de réinjection doit donc être précédée d'une analyse de l'existant (la gammagraphie est la méthode de choix pour cette analyse).

Deux techniques de réinjection sont possibles :

- injection par un point bas avec évent en point haut ;
- injection sous vide par un seul point.

La première méthode nécessite de bien connaître les limites du vide dans les conduits, ce qui est rarement le cas, sauf si les conduits sont entièrement vides de coulis.

La seconde méthode est applicable à partir du moment où l'on connaît au moins un point d'accès aux manques de coulis dans les conduits.

Quelle que soit la méthode employée, les opérations de perçage du béton et des conduits doivent faire l'objet d'une procédure visant à empêcher de blesser les câbles, afin que l'amélioration de la protection des câbles contre les venues d'eau ne se transforme pas en perte de précontrainte par rupture de fils ou torons, etc.

Le contrôle de la qualité de la réinjection est difficile. Au-delà du simple contrôle du bon fonctionnement des évents, la gammagraphie a été utilisée par le passé.

2.2.2 – RÉINJECTION DES CÂBLES EXTÉRIEURS AU BÉTON

Un réinjection des câbles extérieurs au béton peut se justifier dans le cas de zones significatives mais ponctuelles non injectées (par exemple, une zone de deux mètres non injectée).

L'injection se fera préférentiellement à la cire pétrolière qui permet une bonne pénétration de la protection et évite la formation d'un phénomène de pile entre deux coulis de potentiel électrochimique différent.

Le contrôle peut se faire en sondant les sections réparées.

2.2.3 – REMPLACEMENT DE CÂBLES

Le démontage d'une précontrainte extérieure est une opération délicate et potentiellement risquée pour le personnel : des précautions doivent être prises pour maîtriser les risques.

Le démontage est d'autant plus problématique que :

- l'effort considéré est important ;
- les torons sont injectés au coulis de ciment ;
- le démontage n'a pas été pris en compte lors de la conception ;
- les torons présentent un risque de rupture par corrosion fissurante sous tension.

Une étude précise du démontage doit être réalisée afin de déterminer le phasage des différentes opérations : la résistance de l'ouvrage doit être justifiée dans toutes les phases successives.

Le démontage des câbles injectés au coulis de ciment est généralement réalisé par sciage avec une scie automatique télécommandée. Une scie de secours est indispensable, de même que des équipements de visualisation.

Afin d'assurer la sécurité du personnel lors des opérations préalables à la détension et de limiter les dégâts occasionnés par celle-ci, il peut être nécessaire de mettre en œuvre des absorbeurs d'énergie qui limitent les fouettements en cas de rupture.

Les procédés de précontrainte démontés n'étant en général plus disponibles, des adaptations doivent être réalisées afin que les parties nouvelles des ancrages soient compatibles avec les parties conservées.

Photo 106 : Scie et scie de secours

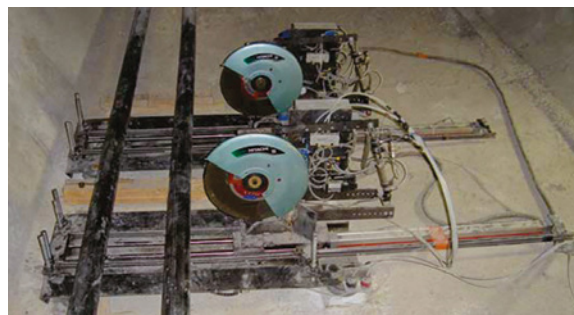


Photo 107 : Adaptateur d'ancrages



2.2.4 – PROTECTION CATHODIQUE

2.2.4.1 Protection cathodique par courant imposé

La norme NF EN 12696, qui traite principalement de la protection cathodique par courant imposé (PCCI) des structures en béton armé, autorise la protection cathodique des structures précontraintes. Cette technique de protection a pour objectif d'abaisser le potentiel des aciers que l'on souhaite protéger de la corrosion à un niveau suffisamment bas pour que les aciers se trouvent dans un domaine d'immunité vis-à-vis de la corrosion.

La protection concerne en premier lieu les armatures passives [50]. La précontrainte peut également être mise sous protection cathodique, mais en l'absence d'un retour d'expérience suffisant en France, il est conseillé de le faire avec prudence car il existe des risques possibles de fragilisation par l'hydrogène des aciers de précontrainte en cas de mauvaise maîtrise de la technique.

La technique de type PCCI consiste à injecter un courant par l'intermédiaire d'anodes fixées sur la structure, soit sous forme d'un treillis positionné sur le parement et enrobé dans un béton projeté, soit sous forme d'anodes ponctuelles placées dans des forages. Une continuité électrique entre les armatures de l'ouvrage traité est nécessaire.

La norme propose plusieurs critères de protection. Le plus fréquemment choisi est le critère de dépolarisation, qui demande à ce que l'augmentation de potentiel soit au minimum de 100 mV après 24 heures de coupure du courant de protection. Il est nécessaire de disposer des électrodes de référence à proximité des câbles de façon à vérifier que le potentiel de - 900 mV par rapport à Ag/AgCl/KCl 0,5 M prescrit par la norme NF EN ISO 12696 n'est pas dépassé, ceci afin d'éviter une fragilisation des armatures de précontrainte par l'hydrogène susceptible d'être dégagé lors du fonctionnement de la protection cathodique. Dans le cas des anodes forées, il est également nécessaire de limiter la densité de courants par anode afin de réduire l'acidification des anodes avec le temps.

Compte tenu de la particularité de cette technique et des risques liés à une mauvaise utilisation de celle-ci, il est indispensable de faire appel à des bureaux d'études et sociétés spécialisées dans la protection cathodique des structures précontraintes au stade de l'étude de cette protection, et éventuellement de faire un essai-pilote pour fixer les modalités de la protection.

La PCCI nécessite également un entretien et une surveillance de l'installation avec notamment le remplacement des matériels et appareils défaillants. Le service gestionnaire de l'ouvrage doit donc s'organiser pour être capable de gérer une installation de type PCCI sur la durée (plusieurs années à plusieurs dizaines d'années).

2.2.4.2 Protection galvanique

La protection galvanique (PCAG) est également envisageable pour les armatures passives des ouvrages en béton précontraint : cf. guide (en cours de réécriture) Céfracor de 2012 - *Anodes galvaniques pour le traitement de la corrosion des armatures des constructions en béton*.

Toutefois, d'une façon générale quant au choix d'une méthode de protection, il est à noter que la PCAG est plutôt envisagée en prévention alors que la PCCI est préférée en réparation.

Contrairement à la PCCI, la PCAG ne nécessite pas de maintenir un courant imposé et donc aucune source de courant extérieure n'est nécessaire. Le courant est fourni par la consommation d'anodes galvaniques également appelées sacrificielles, en général en zinc. Il est nécessaire d'assurer la continuité électrique entre l'anode sacrificielle et le réseau d'armatures.

Les anodes sacrificielles peuvent être discrètes ou surfaciques. Le contrôle régulier des courants et du potentiel est requis pour s'assurer de la compatibilité avec la préservation des câbles.

Du fait de la difficulté de contrôle dans le temps des courants et des potentiels de la protection galvanique, la protection par courant imposé (PCCI), décrite ci-dessus, est mieux adaptée aux ouvrages en béton précontraint.

Photo 108 : Mise en œuvre d'anodes discrètes sur un ouvrage précontraint



2.3 – RÉPARATION PAR MATÉRIAUX COMPOSITES

Le renforcement et la réparation de structures en béton armé ou précontraint par matériaux composites collés sont une technique en plein essor en génie civil du fait de leur grande facilité de mise en œuvre et de leur coût.

Ces matériaux composites sont surtout utilisés pour pallier un manque d'aciers passifs (notamment dans les parties d'ouvrages en béton précontraint fonctionnant en béton armé) mais également pour renforcer les sections précontraintes dans le but de maîtriser la fissuration.

Ces matériaux composites présentent les avantages suivants :

- des propriétés mécaniques élevées ;
- un bon comportement à la fatigue ;
- une légèreté facilitant la mise en œuvre et n'augmentant que très peu les charges permanentes de la structure ;
- une insensibilité à la corrosion.

Cependant, ils présentent les limites suivantes :

- la capacité de reprise d'efforts est limitée et ces renforcements sont surtout efficaces à l'ELU, beaucoup moins à l'ELS, sauf dispositions particulières lors de la mise en œuvre ;
- des incertitudes demeurent sur la tenue dans le temps des collages en ambiance sévère : fort degré hygrométrique, température élevée (chute de la résistance de la matrice dès 50 à 70 °C) ;
- la résistance mécanique de la matrice peut être sensible aux ultraviolets ;
- le collage de matériaux composites n'offre pas de résistance au feu.

Les fibres utilisées en génie civil sont en général des fibres de carbone.

Enfin, les ouvrages renforcés par matériaux composites doivent faire l'objet d'un suivi dans le temps (cf. chapitre 4 des recommandations provisoires de l'AFGC de février 2011) afin de s'assurer de la capacité du renforcement à accomplir sa fonction.

2.4 – RÉPARATION PAR PRÉCONTRAINTÉ ADDITIONNELLE

2.4.1 – GÉNÉRALITÉS

La précontrainte additionnelle permet une réparation structurelle très efficace bien adaptée aux poutres-caissons et aux poutres ou nervures. Il s'agit toujours de précontrainte extérieure au béton, mais qui peut être intérieure ou extérieure à la structure.

Toute opération de mise en œuvre de précontrainte additionnelle doit être impérativement précédée de phases d'expertise et d'études associant reconnaissances in situ et recalculs poussés. Dans ces conditions, les objectifs du renforcement ou de la réparation pourront alors être confirmés et définis par le maître d'ouvrage.

Le guide fournit ci-après quelques indications générales sur cette technique complexe, qui a fait l'objet de nombreux développements depuis les années 1970 étant donné le nombre important d'ouvrages traités. Pour plus de détails, on pourra se reporter :

- à l'annexe 3 du présent guide ;
- au guide de *Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages – Pratiques du réseau scientifique et technique*, Cerema (2015), qui fournit des indications utiles pour la méthodologie et les détails de conception.

Photo 109 : Ouvrage en caisson précontraint réparé vis-à-vis de l'effort tranchant



2.4.2 – PRÉCONTRAÎTE LONGITUDINALE ADDITIONNELLE

L'objectif de la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle longitudinale peut être de :

- redonner un état de service identique à celui souhaité à l'origine (réparation) ;
- donner un nouvel état de service (renforcement) dans le cadre par exemple d'une requalification du profil en travers du tablier.

Cette technique est essentiellement applicable aux ouvrages en caisson ou à poutres. Elle est obtenue par la mise en tension de câbles longitudinaux disposés à l'intérieur ou à l'extérieur des caissons ou de part et d'autre des poutres ou nervures.

La précontrainte à ajouter doit être telle que le déficit de résistance du tablier à la flexion soit compensé.

Les difficultés inhérentes à l'ajout de précontraintes extérieures sont les suivantes :

- introduction d'effets antagonistes (excès de compression en extrados notamment) ; il convient d'en analyser les conséquences ;
- ancrage des efforts de précontrainte dans la structure existante et justification des effets locaux induits ;

Photos 111a et 111b : Préparation de surface avant réalisation du bossage d'ancrage de la précontrainte additionnelle (pont du Château-Rouge MEL)



Photo 110 : Précontrainte additionnelle sur un VIPP avec bossages précontraints sur la structure (pont du Château-Rouge, MEL)



- nombreux percements dans la structure dans des zones traversées par des câbles de précontrainte d'origine. Il convient d'analyser la possibilité de réaliser les percements sans endommager les câbles intérieurs au béton. Les techniques de reconnaissance décrites dans ce guide seront appliquées ;
- léger ajout de poids propre (poids des déviateurs et des câbles).

Enfin, il convient également d'étudier l'opportunité de phases préalables d'injection de fissures ou de réparation de joints. Cela dépend de l'état d'endommagement de la structure et de la présence, de l'ouverture et de l'activité des fissures. Ces opérations serviront à rétablir le monolithisme de la section et à assurer la bonne transmission et la bonne répartition des efforts apportés par la précontrainte additionnelle.

2.4.3 – PRÉCONTRAINTE TRANSVERSALE (VERTICALE ET HORIZONTALE) ADDITIONNELLE

Des réparations ou renforcements par précontrainte transversale (verticale et / ou horizontale) additionnelle de structures en béton armé ou en béton précontraint sont envisageables pour :

- pallier une insuffisance vis-à-vis de la flexion transversale (par exemple insuffisance due à la poussée au vide de câbles de précontrainte intérieure dans les hourdis inférieurs des ponts-caissons construits dans les années 1960 et 70) ;
- pallier une insuffisance vis-à-vis du cisaillement d'effort tranchant/torsion et/ou vis-à-vis du cisaillement de diffusion des efforts concentrés ;
- voire pallier une insuffisance vis-à-vis de ces deux phénomènes.

Cette technique lourde n'est en général utilisée que lorsque la réparation et/ou le renforcement par matériaux composites collés est impossible (nombre de couches excessif).

2.5 – RÉALISATION DE DÉNIVELLATIONS D'APPUI

2.5.1 – OBJECTIFS ET CONDITIONS

Il peut être envisagé de procéder à des dénivellations d'appuis définitives* pour deux raisons principales :

- la compensation de tassements d'appuis ;
- la réparation de structures (compensation d'efforts).

En outre, dans certains cas, la dénivellation d'appuis est rendue nécessaire par le changement de types d'appareils d'appui (appareils d'appui plus épais).

2.5.2 – PRÉCAUTIONS

Le vérinage d'un ouvrage précontraint pour les deux cas qui suivent nécessite des études préalables et une préparation conduite par un bureau d'études ayant une bonne maîtrise des effets différés sur les ouvrages précontraints.

2.5.3 – LA COMPENSATION DE TASSEMENTS D'APPUI

Les tassements d'appuis différentiels (par exemple entre une culée fondée superficiellement et la première pile fondée sur pieux) entraînent des désordres dans les structures. Il n'est pas possible de fixer de règle absolue du tassement différentiel acceptable, car cela dépend de la rigidité du tablier, de la portée des travées, etc. Toutefois, les tabliers en béton précontraint sont généralement très rigides et les structures « répondent » très vite aux sollicitations issues d'une dénivellation : souvent dès le premier centimètre.

Malheureusement, sur un pont en béton précontraint, dans le cas général, il n'est pas possible de compenser intégralement le tassement déjà effectué par un vérinage : le tassement est un effet différé (qui a donc entraîné ses propres redistributions) alors que le vérinage intervient en premier lieu comme un effet instantané. Les effets à long terme du vérinage doivent en outre être évalués en tenant compte du fluage résiduel suivant l'âge du béton.

* Il n'est donc pas question ici des dénivellations provisoires dans le cas de réparations des systèmes d'appui proprement dites.

Comme il n'est pas très facile d'estimer à l'avance la dénivellée acceptable par la structure compte tenu de l'historique du tassement, du phasage de construction initial et de la rhéologie du béton, c'est un cas de figure où l'expertise préalable peut intégrer un pesage avant l'opération, son interprétation puis un pesage « en direct », au cours du vérinage, des réactions d'appui. Le calage du relèvement se fera en déterminant ce qui est acceptable par les sections des travées adjacentes au vu des réactions mesurées.

2.5.4 – RÉPARATION DE STRUCTURES

La compensation d'efforts dans les structures en béton précontraint a déjà été effectuée ou envisagée, à l'aide de dénivellations d'appuis afin, évidemment, de comprimer des zones tendues.

En dépit de l'intérêt théorique du procédé, l'expérience montre que ce type d'intervention crée autant de problèmes qu'elle peut en résoudre : atténuation du bénéfice à long terme (du fait de la réactivation du fluage), modification du profil en long, défauts des zones de joints, etc., et finalement, le recours à ce type de réparation est exceptionnel. Il nécessite une configuration particulière des zones saines et endommagées compatible avec une dénivellation.

Par exemple, à la suite d'une opération de ce type, effectuée sur un ouvrage récent (quinze ans), il a été constaté qu'au bout de seize mois, les moments fléchissants induits en travée centrale avaient diminué de 20 % environ et qu'il ne devrait en rester que moins de la moitié au bout de trois ans. Aussi, il doit être effectué un calcul en fourchette sur le temps d'application de cette dénivellation pour déterminer la valeur de celle-ci permettant, au terme de son application, le maintien de la circulation prévue.

Ce procédé peut toutefois être envisagé en tant que solution temporaire efficace pour maintenir un niveau d'exploitation suffisant avant une réparation définitive, pour autant que les problèmes géométriques soient réglés.

Quoi qu'il en soit, le principe est exactement le même que pour la compensation des tassements et doit impérativement comprendre des pesages préalables et au moment du vérinage permettant de s'assurer, expérimentalement, des effets du poids propre dans la structure. Après quoi, la connaissance des réactions sous poids propre permet de vérifier immédiatement les effets dans la structure, au moins le jour du vérinage. Les effets à long terme sont plus délicats à prévoir en particulier sur les vieux bétons.

2.6 – MAÎTRISE DES SOLLICITATIONS

La maîtrise des sollicitations consiste à contrôler ou diminuer les sollicitations. Elle peut être nécessaire pour permettre le maintien d'un trafic sur un ouvrage pour lequel l'évaluation a montré une insuffisance structurelle ou dans certaines phases particulières de chantier (injection des fissures par exemple).

2.6.1 – LIMITATIONS DE TONNAGE

La limitation de tonnage est une mesure venant en conclusion de l'évaluation qui a constaté pour un ouvrage un dépassement des critères réglementaires et un endommagement réel (ou très probable).

La limitation de l'ouvrage est mise en place dès la conclusion de l'évaluation jusqu'à la réparation de l'ouvrage.

L'évaluation définit une capacité maximale admissible pour les charges d'exploitation.

2.6.2 – ALLÈGEMENTS

La diminution des sollicitations peut dans certains cas être réalisée par une dépose d'une partie des superstructures.

Par exemple pour un pont urbain bidirectionnel avec trottoirs, la dépose de deux trottoirs d'1,5 mètre de large permet un gain de l'ordre d'1,5 à 2 t/m.

Certains ouvrages présentent une épaisseur importante d'enrobés provenant de la reprise des enrobés sans rabotage ou avec un rabotage insuffisant. La diminution de l'épaisseur d'enrobé permet de réduire les sollicitations apportées par les superstructures. Toutefois, dans le cas d'ouvrages pathologiques, cette solution doit être mise en balance avec l'inconvénient d'une possible augmentation des effets dynamiques ou des effets locaux.

En outre, pour les ouvrages « sensibles » au gradient thermique, le rabotage peut ne pas générer une diminution des sollicitations car, si le rabotage de la chaussée diminue effectivement les effets des charges de superstructures, il augmente les effets du gradient thermique (cf. Eurocode 1.1.5).

Le rabotage de la chaussée doit donc être justifié par un calcul comparant le « gain » par diminution des superstructures et la « perte » sous gradient thermique.

2.6.3 – MAÎTRISE DU GRADIENT THERMIQUE

La maîtrise du gradient thermique peut, pour un ouvrage pour lequel l'évaluation a montré une insuffisance structurelle vis-à-vis des moments positifs, permettre le maintien du trafic ou l'allègement d'une mesure de limitation de tonnage. Il s'agit toutefois plutôt de mesures transitoires. Elle se pratique par la mise en œuvre d'un revêtement clair ou par un arrosage de la chaussée.

On pourra se reporter à l'annexe 4 pour de plus amples informations sur le gradient thermique.

2.6.4 – DÉNIVELLATION D'APPUI

Une dénivellation d'appui permet d'introduire un moment positif ou négatif dans un ouvrage (cf. § 2.5.4 – *Réalisation de dénivellations d'appuis, réparation de structures*).

3 – RÉCEPTION DES TRAVAUX DE RÉPARATION

Les travaux de réparation structurels lourds donnent une nouvelle vie à l'ouvrage. Dans ce cadre, outre les opérations préalables classiques (visites, inspections, examen du dossier), ces travaux doivent s'accompagner d'opérations spécifiques comportant des épreuves et des instrumentations.

Les mesures les plus courantes et aussi les plus efficaces sont les suivantes :

- mesures par extensométrie : ces mesures par extensométrie peuvent être envisagées au droit des sections réparées si elles s'y prêtent et si l'interprétation est pertinente ; il est sans doute préférable de coupler l'extensométrie avec des mesures de courbures ;
- mesures de flèches : réalisation d'épreuves de chargement et comparaison avec les épreuves initiales ou les essais de chargement réalisés dans le cadre de la surveillance ;
- vérification de l'efficacité de la réparation par mesures de courbures plus précises (courburemètre ou clinomètres de haute précision), la position des points de mesure est à évaluer avec attention pour une efficacité maximale par rapport aux phénomènes à mettre en évidence ;
- toutes mesures de températures associées pour permettre l'interprétation.

La réalisation d'essais et / ou de mesures dynamiques est prometteuse mais il s'agit encore de techniques en cours de développement.

Les instrumentations réalisées dans le cadre de la réception peuvent être laissées un moment en place afin de vérifier, dans le temps, l'efficacité de la réparation. Toutefois, au-delà de quelques années, ce principe se heurte à des difficultés pratiques. Dans cet esprit, la pesée de réaction d'appuis à l'aide de dispositifs laissés à demeure (pesons) est certainement prometteuse mais il y a encore peu d'expérience à ce sujet.

Annexes

| | |
|--|-----|
| Annexe 1 - Pathologies des protections des câbles par coulis de ciment | 134 |
| Annexe 2 - Éléments de connaissance des modes de construction | 136 |
| Annexe 3 - Réparation par précontrainte additionnelle | 142 |
| Annexe 4 - Rappels théoriques utiles pour la compréhension de certains phénomènes physiques | 147 |

ANNEXE 1

PATHOLOGIES DES PROTECTIONS DES CÂBLES PAR COULIS DE CIMENT

Comme nous l'avons vu avec les VIPP de première génération, à cette époque les injections au coulis étaient loin d'être maîtrisées. Mais, l'expérience aidant, les entreprises ont amélioré les produits et les méthodes d'injection de façon à régler les nombreux problèmes existants. À partir de 1970, l'auscultation par gammagraphie des câbles de précontrainte, en assurant un contrôle des résultats d'injection, a permis de visualiser les défauts de remplissage et d'améliorer la technique.

La directive provisoire LCPC-Setra de mars 1973 sur l'injection des gaines des ouvrages en béton précontraint [1] a été accompagnée par la mise au point de formules régionales de coulis et la mise en œuvre d'une politique de contrôle par gammagraphie du remplissage des conduits de précontrainte. Ceci a permis de résoudre les problèmes d'injection les plus importants qui avaient été découverts entre 1970 et 1973. À partir de 1978 [30], le changement introduit dans la normalisation des ciments a conduit à un abandon progressif des formules régionales de coulis et, à partir du début des années 1980, les contrôles de remplissage des conduits par gammagraphie ont fortement diminué jusqu'à ne plus être effectués que de façon épisodique dans la mesure où « l'on estimait » avoir une bonne maîtrise des différentes opérations d'injection.

Durant ces vingt dernières années, une évolution s'est faite avec l'utilisation de coulis de plus en plus fluides pour faciliter l'injection des conduits de précontrainte de plus en plus longs. La recherche d'une plus grande fluidité s'est accompagnée, à partir des années 1980, de l'utilisation généralisée de superplastifiants. Cette évolution dans la formulation des coulis et dans les méthodes d'injection s'est imposée sans que l'on s'assure sur les chantiers du remplissage effectif des conduits.

C'est à l'occasion d'une campagne d'auscultation par gammagraphie des câbles de précontrainte extérieure d'un pont-caisson en construction, en 1994, que des anomalies ont été détectées au point haut des gaines de précontrainte, qui avaient été injectées avec un coulis de ciment adjuvanté [3]. Des observations réalisées après ouverture de quelques gaines ont mis en évidence un manque de remplissage et la présence d'un produit ayant la consistance d'une pâte humide et molle qui durcissait par la suite à l'air. Des contrôles réalisés en 1995 sur d'autres ouvrages en construction ont permis de constater que ce phénomène existait aussi dans des ponts courants comme les ponts-dalles et qu'il était plus répandu qu'on ne pouvait le penser de prime abord.

Ces anomalies ont pu être reproduites lors d'essais d'injection de coulis adjuvanté réalisés en laboratoire dans des tubes transparents inclinés. Lorsque certaines conditions sont réunies, l'emploi d'un superplastifiant favorise la migration d'espèces minérales qui se forment pendant la prise du coulis. Il se produit une séparation par densité entre le ciment (en cours d'hydratation) en suspension et ces espèces minérales plus légères (en particulier l'ettringite et la portlandite). Il se crée ainsi un produit blanchâtre dont la migration, qui se produit tout le long du tube, s'accompagne d'une remontée de bulles d'air. À la fin de l'essai, il se forme en partie supérieure du tube une couche de pâte blanchâtre surmontée d'un liquide de couleur plus ou moins jaunâtre, lui-même surmonté d'un espace rempli d'air. Des analyses minéralogiques effectuées au LCPC sur les différents produits montrent que [4] :

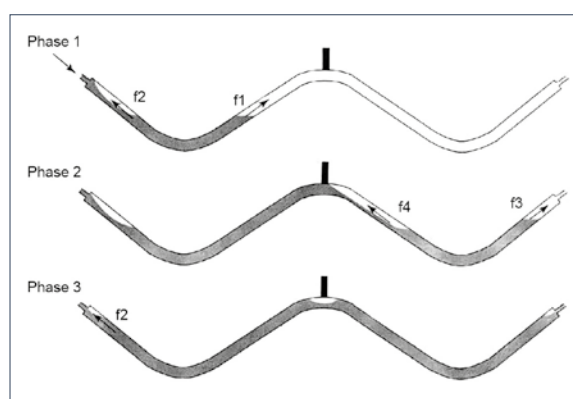
- la pâte blanchâtre, qui durcit rapidement au contact de l'air, est essentiellement composée d'ettringite (40 %), de portlandite (20 %) et de calcite (20 %), cette dernière provenant principalement de la carbonatation de la portlandite. Le reste de la pâte présente un enrichissement en adjuvants et en sulfates ;
- le liquide surnageant présente une composition voisine de la solution interstitielle d'une pâte de ciment avec une très forte alcalinité (pH de 13,8). Or à partir d'un pH de 14 environ, le milieu (dit « hyperbasique ») n'est plus protecteur mais corrosif pour les aciers (corrosion alcaline).

Les analyses effectuées tendent à montrer qu'il s'agit d'un phénomène de ressuage conjugué à un tassement du coulis et que ce phénomène est amplifié par la présence du superplastifiant, cet adjuvant pouvant présenter dans certains cas une incompatibilité avec le ciment. L'inadéquation du couple ciment-adjuvant provoque alors une instabilité du coulis pendant la phase dormante de la prise.

La coexistence d'une poche d'air et d'une phase liquide au sein d'une gaine de précontrainte peut poser à long terme un problème de pérennité de la précontrainte par corrosion due à une aération différentielle (effet Evans). En effet, l'interface eau-air en milieu confiné implique que l'air soit toujours saturé en eau (100 % d'humidité relative). Sous l'effet de variations de température, il peut alors se produire une condensation d'eau pure, soit sur la paroi intérieure de la gaine, soit sur les parties des aciers de précontrainte exposées à cet air saturé en eau. Les conditions sont alors réunies pour qu'une corrosion des aciers puisse se développer. En outre, le pH extrêmement alcalin du liquide surnageant peut faire craindre une corrosion alcaline des aciers, comme le montre le diagramme de l'ingénieur belge Pourbaix.

C'est ainsi qu'en l'absence de reprise d'injection et même avec un coulis à faible ressuage (1 %), l'injection de câbles de grande longueur (200 à 300 mètres) peut créer des poches d'air dont la longueur cumulée atteint 2 à 3 mètres. Une étude sur l'injection de gaines translucides en vraie grandeur [5] a permis d'observer que l'ordre de purge des points hauts dépend de la géométrie de la gaine, que le mode de remplissage de la gaine est fonction de la thixotropie du coulis, que l'inclinaison des gaines et la présence des torons (par effet de filtration) amplifient les volumes d'air et d'eau apparaissant en partie haute.

Figure 57 : Visualisation de la cinétique de remplissage des gaines de précontrainte



L'étude a montré que, lorsque la pente est relativement prononcée et le coulis assez fluide, celui-ci s'effondre dans les parties descendantes et apparaît un nouveau front de coulis progressant en sens opposé. La purge est alors nécessaire pour évacuer la poche d'air remontant sous la pression du front opposé, par contre l'ordre de purge dépend de l'ordre d'arrivée de chacun des fronts (Fig. 57).

C'est pourquoi un essai sur tube incliné de 5 mètres de longueur a été mis au point afin de vérifier la stabilité des formules de coulis dans des conditions représentatives de la réalité du terrain. Cet essai, qui a fait l'objet d'une note d'information du Setra [7], a été étudié et validé dans le cadre d'une campagne expérimentale lancée par le LCPC. Cet essai sur tube incliné de 5 mètres a été repris par la norme NF EN 445 [6]. Une recherche menée au LCPC a également permis de vérifier la possibilité d'utiliser un essai simplifié sur des tubes verticaux de longueur réduite à un mètre [8].

En outre, une circulaire du ministère de l'Équipement [9] a fixé les dispositions à prendre pour les ouvrages à construire, avec pour objectif de réduire l'énergie libérable en une fois lors d'une rupture. Elle préconise de désolidariser les armatures élémentaires des câbles longs ou de cloisonner les câbles en éléments pouvant se comporter indépendamment les uns des autres. Elle promeut l'injection à la cire pour les câbles de précontrainte extérieure. Pour mémoire, dans le cas des ouvrages existants, on se reportera à la note d'information LCPC/Setra n° 29 pour ce qui concerne les conditions de visite des ouvrages existants à précontrainte extérieure protégée par du coulis de ciment au contact des armatures.

ANNEXE 2

ÉLÉMENTS DE CONNAISSANCE DES MODES DE CONSTRUCTION

1 – CONSTRUCTION SUR CINTRE

C'est la méthode de construction la plus courante pour les ponts-dalles de moyennes dimensions et de hauteur raisonnable au-dessus du sol : le cintre est disposé sur toute la longueur de l'ouvrage et le béton de la dalle est coulé en une seule fois. Le cintre est retiré à la fin de la mise en tension des câbles. Les ouvrages ainsi construits sont élancés, ne comportent aucun joint et ne sont pas sujets à des redistributions d'efforts par fluage.

Certains ouvrages construits sur cintre ont une section transversale de type « caisson ».

Les ponts-dalles biais ou très larges peuvent recevoir en outre une précontrainte transversale.

Certains ouvrages plus longs (plus de 120 mètres environ) des 1970-80 peuvent néanmoins avoir été construits sur cintre en plusieurs phases successives : le cintre est déplacé de travée en travée et un joint est positionné sensiblement au $1/5^e$ de chaque travée (ce mode de construction s'apparente au mode de construction par cintre-autolanceur décrit ci-après). C'est notamment le cas pour quelques viaducs à nervures multiples pour lesquels ce phasage longitudinal peut aussi s'accompagner d'un phasage transversal : le cintre est ripé transversalement pour le coulage de chaque nervure. Ces ouvrages peuvent présenter des pathologies spécifiques suivant les procédés employés pour assurer la continuité de la précontrainte, aux joints de reprise en cas d'utilisation de coupleurs, dans les zones de relevage des câbles dans les autres cas. Les modalités de prise en compte des effets des déformations différées n'étaient pas toujours satisfaisantes. En tout état de cause, les joints de reprise sont aisément reconnaissables.

2 – PONTS À POUTRES PRÉFABRIQUÉES

Les ponts à poutres préfabriquées sont présents au sein de deux familles aisément reconnaissables sur le terrain :

- les plus anciens sont de type viaduc à poutres préfabriquées par post-tension (VIPP) comportant un nombre limité de poutres dans le sens transversal, une grande hauteur et franchissant en général des grandes portées (> 40 mètres) ;

Figure 58 : Morphologie typique VIPP

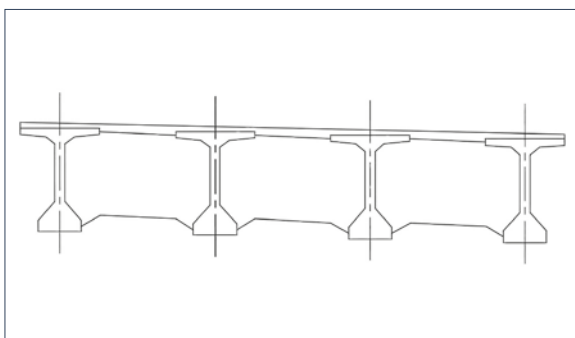


Photo 112 : PSDP construit sur cintre



Photo 113 : VIPP des années 1960



- les plus récents sont des ponts à poutres préfabriquées précontraints par prétension (PRAD) pour des portées jusque 30 mètres. Ils comportent un nombre élevé de poutres (suivant la largeur), des poutres légères, élancées, fabriquées en usine et de coffrage simple.

Figure 59 : Morphologie typique PRAD

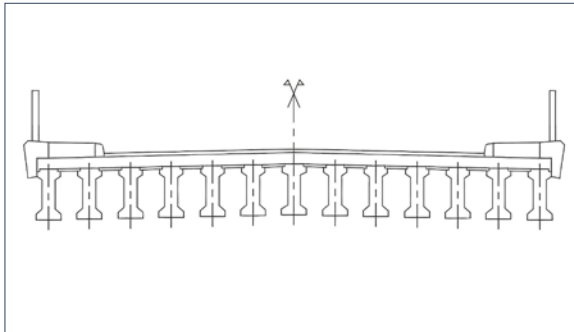


Photo 114 : PRAD



Les modes de construction utiles à reconnaître pour l'expertise sont :

- les phasages de réalisation (assez communs aux deux procédés) hormis la préfabrication des poutres : réalisation des poutres préfabriquées sur site (VIPP) ou en usine (PRAD) ;
- l'existence d'une précontrainte de seconde phase (VIPP) réalisée après le coulage du hourdis et qui conduit à des ancrages de câbles dans le hourdis (sous l'étanchéité) ;
- le nombre et le mode de réalisation des entretoises de liaison, l'existence d'une précontrainte éventuelle des entretoises ;
- l'existence éventuelle d'une précontrainte transversale du hourdis pour les ouvrages les plus larges ;
- le type de précontrainte utilisée (pour les VIPP).

Les premiers ouvrages réalisés comportaient un joint de chaussée entre chaque travée. Par la suite, les travées des VIPP et/ou des PRAD ont pu être simplement attelées au droit des appuis intermédiaires.

Plus récemment, les PRAD sont rendus continus sur piles par un clavage en béton armé. Quelques VIPP atypiques le sont également mais cette occurrence est beaucoup plus rare.

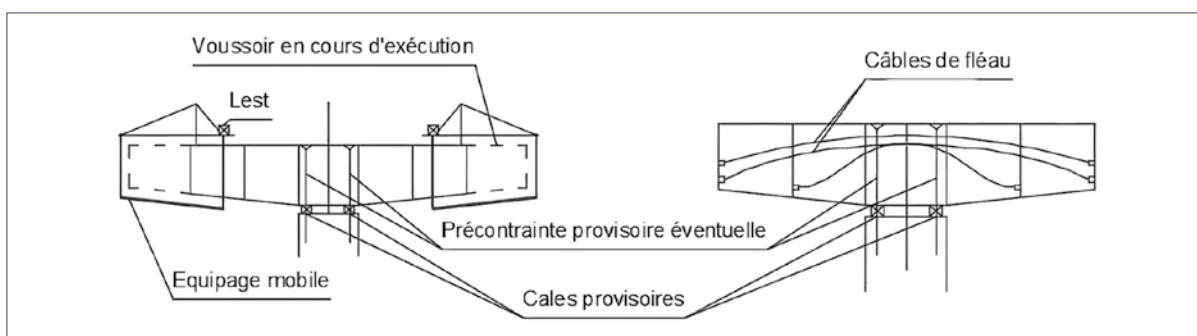
3 – CONSTRUCTION PAR ENCORBEMENTS SUCCESSIFS

3.1 – GÉNÉRALITÉS

Ce mode de construction consiste à exécuter le tablier d'un pont sans cintre ni étaielement continu au sol en opérant par tronçons successifs (de 2 à 6 mètres environ de longueur) dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant posé (cas des voussoirs préfabriqués) ou coulé (cas des voussoirs exécutés avec l'aide d'équipages mobiles) en encorbellement par rapport à ceux qui le précèdent. Cette technique de construction permet d'atteindre de très grandes portées (plus de 200 mètres sans haubannage).

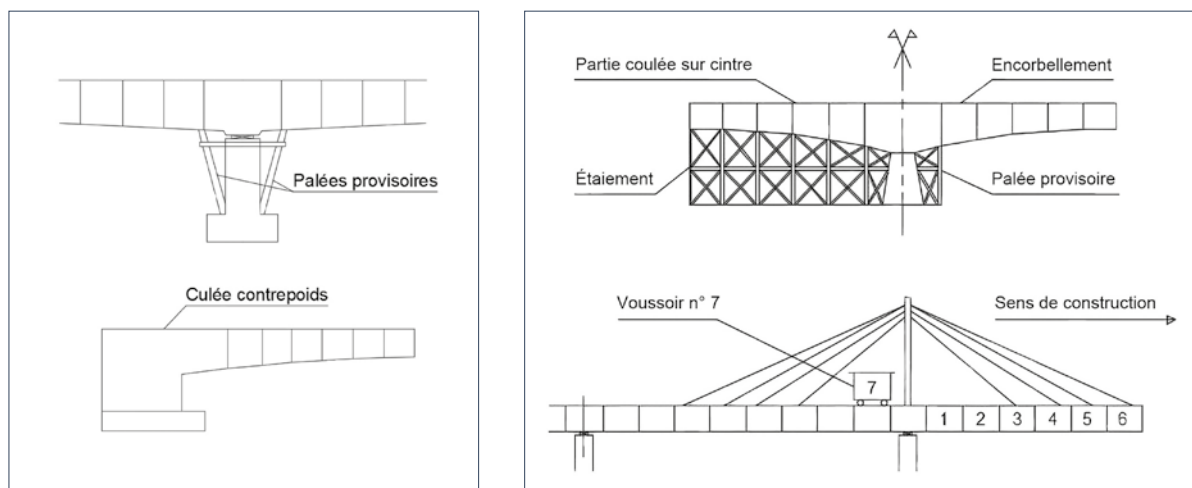
Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à son extrémité sont mis en tension, ce qui a pour effet de le plaquer contre le voussoir précédent et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations (cf. Figure 60).

Figure 60 : Construction par encorbellements



L'équilibre du fléau en cours d'exécution peut être assuré entre autres techniques par un encastrement sur la tête de pile, par des palées provisoires (cf. Figure 61). L'exécution de la console peut se faire symétriquement (cf. Figure 60) ou dissymétriquement (cf. Figure 61) entièrement en encorbellement ou liée à des parties coulées sur cintre (cf. Figure 62), ou encore à l'avancement d'un seul côté avec un haubannage provisoire (cf. Figure 62).

Figures 61 et 62 : Construction par encorbellements



Il est possible de construire par encorbellements successifs des ouvrages dont les schémas statiques en service sont très divers : arcs, ponts à béquilles, poutres continues sur appuis simples ou encastrés sur piles, ponts à haubans, etc.

3.2 – CONCEPTION DU CÂBLAGE

Les poutres continues sont les structures les plus courantes. Elles sont de hauteur variable ou constante. Leur câblage résulte du mode d'exécution (cf. Figure 63).

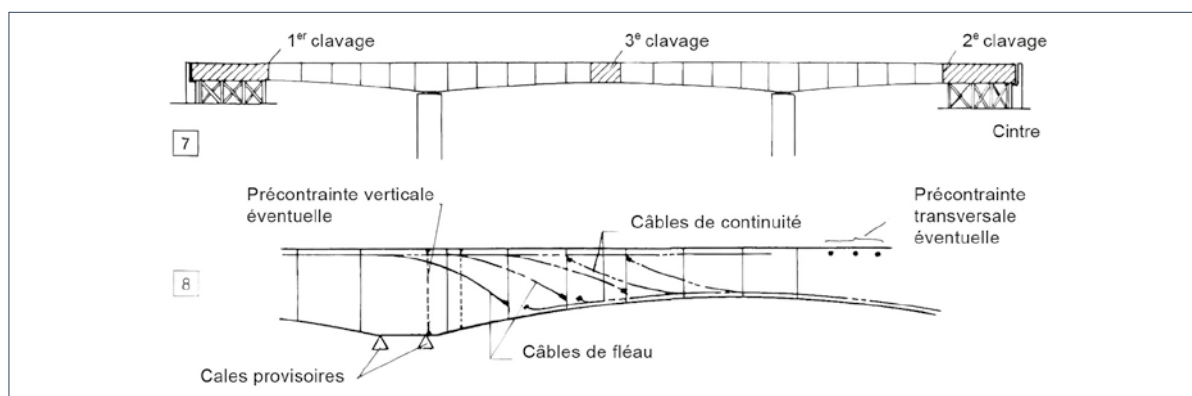
Les câbles de ces structures peuvent être regroupés selon trois types (cf. Figure 63) :

- les câbles de fléaux, qui assurent la stabilité des consoles et qui, après clavage, reprennent en plus les sollicitations dues aux superstructures et aux charges d'exploitation, dans les zones d'appui ;
- les câbles de continuité intérieurs au béton, qui reprennent les effets thermiques et tout ou partie des sollicitations développées dans la zone centrale des travées, par les superstructures, les charges d'exploitation. Ces câbles sont pour la plupart situés au voisinage de la fibre inférieure de la poutre ;
- pour les ouvrages les plus récents, des câbles de précontrainte extérieure qui complètent l'action des câbles des deux types précédents.

Dans certains ouvrages, la résistance à l'effort tranchant des âmes est assurée par une précontrainte verticale ou inclinée.

Enfin, une précontrainte transversale du hourdis supérieur peut également exister.

Figure 63 : Câblage entièrement intérieur

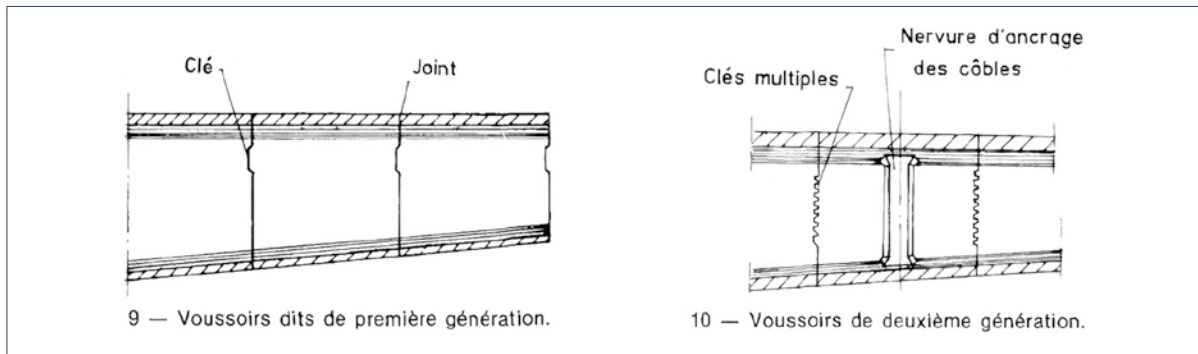


3.3 – JOINTS DE CONSTRUCTION

Les ouvrages construits en encorbellements se distinguent de ceux construits sur cintre par la présence bien marquée de joints verticaux entre voussoirs.

Les joints des ouvrages à voussoirs préfabriqués sont en outre couramment marqués par des traces de résine durcie et présentent le plus souvent des décrochements matérialisant les clés simples ou multiples de centrage (cf. Figure 64). Bien évidemment, les joints entre voussoirs ne sont pas traversés par des aciers passifs, ce qui impose une précontrainte dite « totale » de la section (pas de décompression autorisée).

Figure 64 : Voussoirs préfabriqués



4 – CONSTRUCTION À L'AVANCEMENT

Ce mode de construction consiste à exécuter une structure continue le plus souvent de grande longueur (procédé utilisé pour des ouvrages dont la longueur dépasse le kilomètre, par exemple dans le cas de tabliers parallèles ou de tabliers en série), travée par travée, les sections de reprise étant placées dans les zones de moments fléchissant alternés faibles (cf. Photo 115).

Ordinairement, ils sont de hauteur constante et leur portée ne dépasse pas la cinquantaine de mètres.

Le cintre qui sert à l'exécution d'une telle structure peut être un cintre autolanceur-autoporteur métallique qui supporte la travée en cours d'exécution et se déplace par lancement, un dispositif haubanné qui permet la pose de voussoirs préfabriqués à l'avancement.

Photo 115 : Pont construit à l'avancement avec haubannage provisoire



5 – CONSTRUCTION PAR POUSSAGE (TRONÇONS EXÉCUTÉS EN COFFRAGES FIXES, PUIS POUSSÉS OU RETENUS)

Ce mode de construction consiste à exécuter sur le remblai d'accès à l'ouvrage le tablier par éléments successifs (tronçons de 10 à 30 mètres et plus) qui sont liés entre eux par précontrainte au fur et à mesure de leur exécution, et déplacés avec l'aide de vérins pousseurs (fixés sur les culées) sur des appareils d'appui à faible coefficient de frottement (Polytétrafluoroéthylène ou PTFE) disposés sur les culées et les piles (cf. Figure 65).

Ces techniques s'appliquent à des tabliers de hauteur constante (poutres-caissons ou à nervures, éventuellement dalles), qui peuvent être courbes, soit en plan soit en profil en long, sous réserve que le rayon de courbure reste constant. Il existe des ouvrages de ce type pour des pentes jusqu'à 6 %.

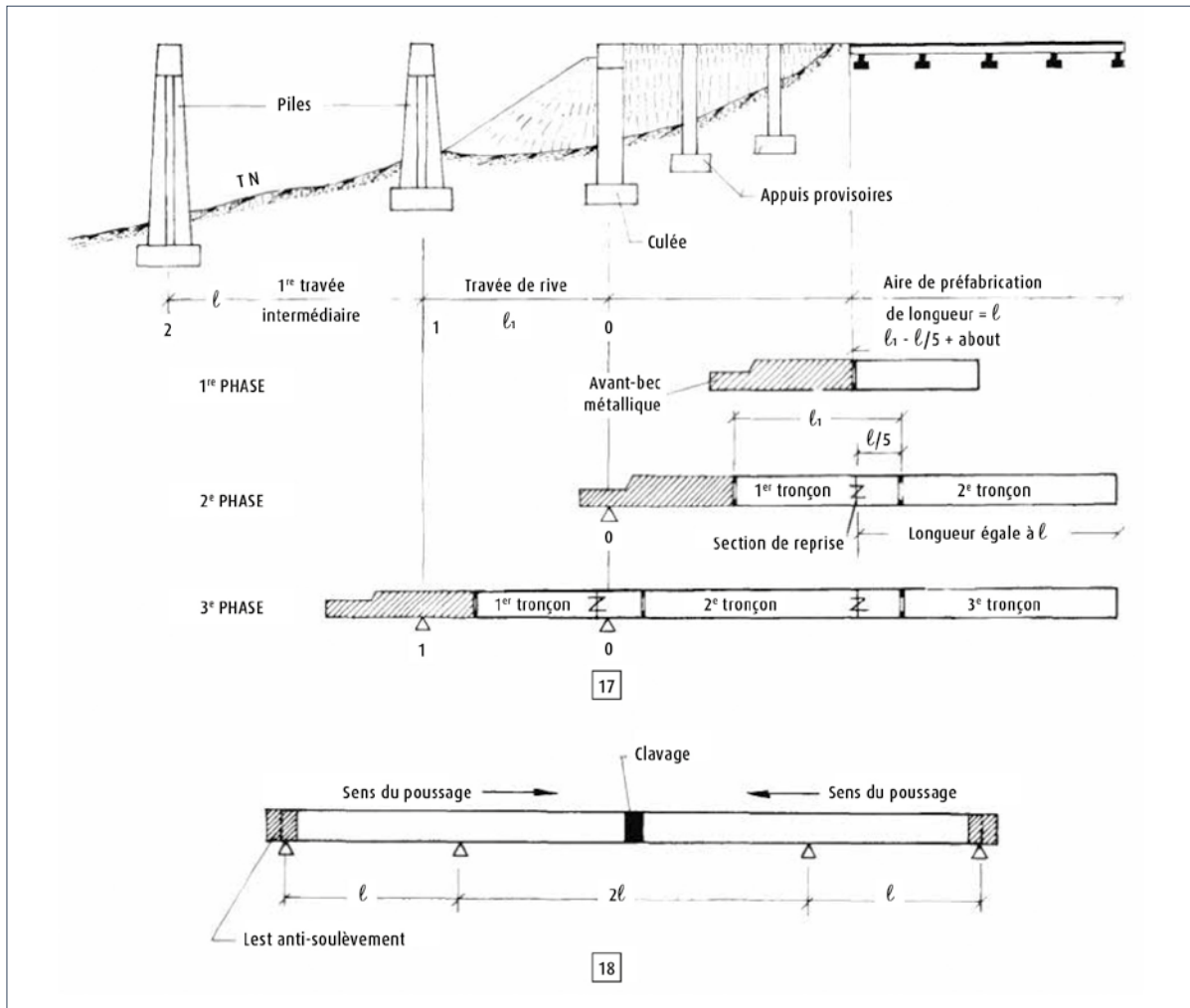
Compte tenu des sollicitations importantes qui se développent dans la structure et dans le porte-à-faux pendant le lancement, la longueur de la partie en encorbellement ne dépasse pas 30 à 50 mètres.

Il est cependant possible d'exécuter une travée plus importante, sous réserve de construire le tablier à partir de ses deux extrémités (cf. Figure 65). Dans ce cas, le schéma statique après clavage central est plus proche de celui d'un pont réalisé par encorbellements successifs que de celui d'un pont poussé classique.

Photo 116 : Vérins pousseurs



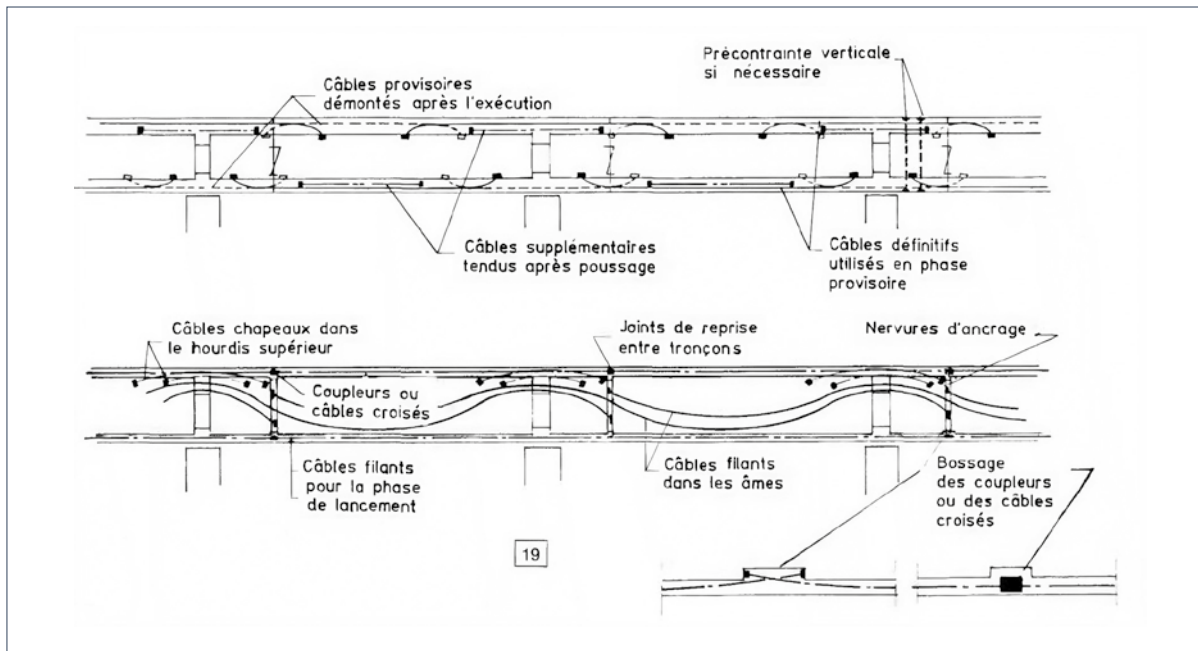
Figure 65 : Cinématique de poussage



Pendant le déplacement, les différentes sections du tablier, et en particulier celles des deux premiers tronçons qui sont les plus sollicitées, sont soumises à des flexions alternées, ce qui nécessite une précontrainte provisoire centrée (par exemple câbles rectilignes au niveau des fibres supérieure et inférieure), dont une partie peut servir en phase définitive, le complément étant mis en place après (cf. Figure 66) ou encore une précontrainte provisoire « antagoniste » retirée en fin de poussage.

En cas de câblage entièrement rectiligne, il est souvent nécessaire de mettre en œuvre une précontrainte verticale pour assurer la résistance à l'effort tranchant des âmes.

Figure 66 : Câblage de pont poussé



6 – AUTRES MÉTHODES DE CONSTRUCTION

Il existe bien d'autres modes d'exécution des ouvrages précontraints et il est impossible de les passer tous en revue. En outre, certains types sont des exemplaires uniques, notamment les ouvrages à caissons faisant appel à des parties préfabriquées assemblées transversalement (autres que les ponts à poutres), les ouvrages hybrides comportant des âmes métalliques et ou un assemblage par bracons.

Quand le mode de construction est atypique, une étude préalable est recommandée avant les inspections afin de définir les points particuliers et les difficultés éventuelles.

ANNEXE 3

RÉPARATION PAR PRÉCONTRAÎTE ADDITIONNELLE

Précontrainte additionnelle longitudinale

OPÉRATIONS PRÉALABLES

On pourra se reporter pour la méthodologie et les détails de conception au guide *Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages*, Cerema, 2015 (Pratiques du réseau scientifique et technique).

Toute opération de mise en œuvre de précontrainte additionnelle doit être impérativement précédée de phases d'expertise et d'étude. À cette occasion, les objectifs du renforcement/de la réparation devront être définis par le maître d'ouvrage. L'établissement d'un projet de réparation ne peut s'affranchir d'une connaissance géométrique de l'ouvrage et de son environnement.

Le choix du dimensionnement de la précontrainte de renfort résulte d'un compromis qui doit évidemment tenir compte des dispositions technologiques possibles. La marge de manœuvre est souvent très étroite.

L'étude à mener doit être « théorique » (dimensionnement du nombre et de la puissance des armatures de précontrainte) tout en s'assurant des conditions de mise en œuvre du renforcement. Ces deux aspects doivent bénéficier d'une attention égale de la part du concepteur. Les interactions entre ces deux aspects du projet sont nécessaires pour aboutir à une solution à la fois efficace, optimisée et réalisable.

Il convient d'étudier l'opportunité de phases préalables d'injection de fissures ou de réparation de joints. Cela dépend de l'état d'endommagement de la structure et de la présence, de l'ouverture et de l'activité des fissures. Ces opérations serviront à rétablir le monolithisme de la section et à assurer la bonne transmission et la bonne répartition des efforts apportés par la précontrainte additionnelle.

CHOIX DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

L'étude doit analyser les possibilités d'accès (en général exigües), de manutention de tous les matériels en fonction de leur encombrement (par exemple : vérins de mise en tension) et définir les moyens à mettre en œuvre pour la réalisation et le contrôle. Elle doit en outre appréhender les conditions de suivi et d'entretien de la structure une fois réparée.

TRACÉ DES ARMATURES DE PRÉCONTRAÎTE

Le tracé des armatures de précontrainte est en général :

- soit rectiligne ;
- soit polygonal, avec mise en place de déviateurs.

Dans le cas d'un tracé rectiligne, les efforts complémentaires appliqués à la structure sont introduits en deux points seulement, aux extrémités des unités. Ce type de tracé est le plus simple à mettre en œuvre puisqu'il ne nécessite pas de créer des déviateurs intermédiaires. Il évite naturellement les pertes par frottement. En revanche, son rendement (efficacité des câbles) est généralement moins bon que celui obtenu avec des déviations.

Dans le cas d'un tracé polygonal, des efforts complémentaires sont introduits également en certains points de leur tracé au niveau de chaque déviateur (généralement au niveau des appuis intermédiaires et dans les zones des foyers situées entre le quart et le tiers des travées). Le tracé des câbles de renforcement permet d'optimiser leur rendement en épousant la courbe des moments fléchissants du tablier et en minimisant les moments hyperstatiques. L'inclinaison des câbles à proximité des appuis permet en outre de renforcer la reprise des efforts tranchants à ces endroits.

Le choix du tracé des câbles doit prendre en compte la possibilité de réaliser les carottages, à la fois en termes d'exécution pure et simple (accessibilité, conditions de travail), mais aussi en terme de risque pour la structure (interception d'aciers importants ou de pièces transversales).

CHOIX DES UNITÉS DE PRÉCONTRAINTÉ

De manière – entre autres – à limiter le nombre d'opérations, il peut être tentant d'opter pour des câbles de forte puissance plutôt que pour davantage de câbles de plus petit diamètre. Toutefois, il convient de prendre en compte les contraintes suivantes :

- les moyens à déployer pour mettre en œuvre de grosses unités (mise en place dans les structures, mise en tension) sont souvent difficilement compatibles avec les conditions des travaux. L'amenée et la manipulation de vérins lourds sont généralement compliquées dans des structures existantes ;
- les efforts locaux au niveau des ancrages des câbles de forte puissance sont à la fois importants et concentrés, ce qui peut les rendre inacceptables pour la tenue de l'existant.

Dès lors, il paraît préférable de privilégier des câbles de puissance raisonnable dans la limite de la place disponible dans le tablier.

DISPOSITIFS D'ANCRAGE ET DE DÉVIATION DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ

Chaque fois que c'est possible, l'effort est appliqué sur des éléments de la structure existante, par exemple sur les entretoises d'extrémités ou celles intermédiaires.

Lorsque ces éléments ne peuvent supporter directement les efforts appliqués, les unités de précontrainte s'appuient sur des pièces rajoutées et solidarisées à la structure. Les dispositifs les plus courants se rattachent aux types suivants :

Appuis sur les entretoises existantes

Lorsque l'entretoise présente une résistance suffisante et qu'elle est notamment bien cousue aux âmes et aux hourdis, les armatures sont ancrées dans des blocs de béton fretté ou pièces métalliques reposant, par l'intermédiaire d'un mortier de pose, sur les entretoises préalablement forées. Pour assurer l'appui de l'ancrage contre l'entretoise et la tenue du prisme de première régularisation, des plaques métalliques ou des bossages en béton armé peuvent être mis en œuvre.

Dans le cas d'insuffisance de couture, des renforcements doivent être envisagés par exemple par précontrainte verticale complémentaire.

Massifs d'extrémité rapportés

Ce dispositif consiste à placer une pièce massive à l'extrémité de l'ouvrage pour recevoir les ancrages des armatures longitudinales et reporter les efforts sur les âmes et les hourdis des poutres de l'ouvrage. Cette technique évite les efforts concentrés importants sur la structure et elle est bien adaptée aux structures minces et peu ferrillées. Sa mise en œuvre peut se heurter à l'absence d'espace suffisant aux abouts pour réaliser les pièces d'ancrage et mettre en tension les câbles. En l'absence de chambre de tirage préexistante, il est nécessaire d'en reconstituer une en démontant les murs garde-grèves et la chaussée de la voie portée. Les travaux prennent dès lors une plus grande ampleur.

La réalisation de massifs d'extrémité rapportés est pénalisante pour le trafic sur les voies portées pendant la période des travaux

Bossages d'ancrage

Ce dispositif consiste à greffer par clouage ou serrage sur la structure existante des bossages en béton armé préfabriqués ou coulés en place ou en métal, sur lesquels sont ancrées les armatures de précontrainte. Il permet d'introduire l'effort d'ancrage tout en le répartissant. Ce type de bossage peut engendrer des efforts locaux importants notamment dus à la diffusion de la précontrainte. Le bossage doit être placé le plus près possible des goussets.

En cas de bossage d'ancrage en béton armé coulé en place, la liaison à l'existant est assurée à la fois par des barres de clouage complétées par des scellements d'armatures passives. Celles-ci permettent de réduire significativement le nombre de barres (diminution des carottages, des mises en tension...). La surface de liaison de la structure avec les bossages d'ancrage doit faire l'objet d'une préparation spécifique pour optimiser l'adhérence du nouveau béton sur l'ancien.

La mise en œuvre de bossages d'ancrage contre les âmes de la structure existante peut entraîner la création de moments parasites à axe vertical auxquels l'âme n'est pas forcément résistante. Pour amoindrir ces effets, il peut être intéressant :

- de disposer deux bossages de part et d'autre de l'âme et de réaliser des mises en tension symétriques ;
- de mettre en œuvre des systèmes de tirants/butons entre bossages en vis-à-vis (à l'intérieur d'un caisson par exemple).

Déviateurs

Les déviateurs sont nécessaires lors de la mise en œuvre d'un tracé de précontrainte polygonal.

Ils peuvent être de deux types :

- déviateurs type bossage : ils sont greffés par clouage ou serrage à la structure. Le serrage par barres de précontrainte doit être réalisé avec deux barres au minimum pour éviter tout mouvement du déviateur ;
- déviateurs type montant ou entretoise : ces pièces massives en béton armé (parfois précontraintes) reconstituent la géométrie des entretoises / déviateurs que l'on trouverait sur un ouvrage à caisson béton précontraint, à précontrainte extérieure, moderne.

Dispositif antivibratoire et supports intermédiaires

Les unités dans leur partie du tracé extérieure à la structure doivent être bridées de place en place par des systèmes qui évitent essentiellement la mise en résonance des câbles sous l'effet des vibrations du tablier. Ces dispositifs peuvent aussi permettre de réduire les risques de fouettement en cas d'incident. Ils jouent enfin le rôle de support intermédiaire. La distance entre dispositifs, qui doit être définie par l'étude, est généralement de 15 à 20 mètres.

RÉALISATION DES TRAVAUX

La réalisation des travaux de renforcement par précontrainte longitudinale additionnelle est décrite dans la norme NF P 95 104 ainsi que dans les chapitres correspondants du guide Stress Fabem 8. Ces documents permettent d'appréhender les conditions d'exécution des différentes phases de ces travaux :

- implantation ;
- forages ;
- réalisation des bossages et des déviateurs ;
- mise en œuvre de la précontrainte ;
- stockage des armatures ;
- déploiement des conduits ;
- enfilage des câbles ;
- ancrages ;
- mise en tension ;
- protection ;
- mise en œuvre des dispositifs antivibratoires.

Réparation par précontrainte transversale (verticale et horizontale) supplémentaire

OBJECTIFS ET CONDITIONS

Des réparations ou renforcements par précontrainte transversale (verticale et/ou horizontale) supplémentaire de structures en béton armé ou en béton précontraint sont envisageables pour pallier une insuffisance vis-à-vis :

- de la flexion transversale (par exemple insuffisance due à la poussée au vide de câbles de précontrainte intérieure dans les hourdis inférieurs des ponts-caissons construits dans les années 1960) ;
- du cisaillement d'effort tranchant/torsion et/ou vis-à-vis du cisaillement de diffusion des efforts concentrés ;
- de ces deux phénomènes.

Cette technique lourde n'est en général utilisée que lorsque la réparation et/ou le renforcement par matériaux composites collés n'est pas possible (nombre de couches excessif).

PHASAGE DES TRAVAUX

Lorsque la structure est fissurée et qu'une précontrainte longitudinale est également prévue, la précontrainte transversale doit être réalisée préalablement afin de restituer à la structure un monolithisme permettant une répartition correcte des efforts ultérieurs de la précontrainte longitudinale.

Dans tous les cas, l'injection préalable des fissures injectables est requise en utilisant un produit de classe F au sens de la norme NF EN 1504-5.

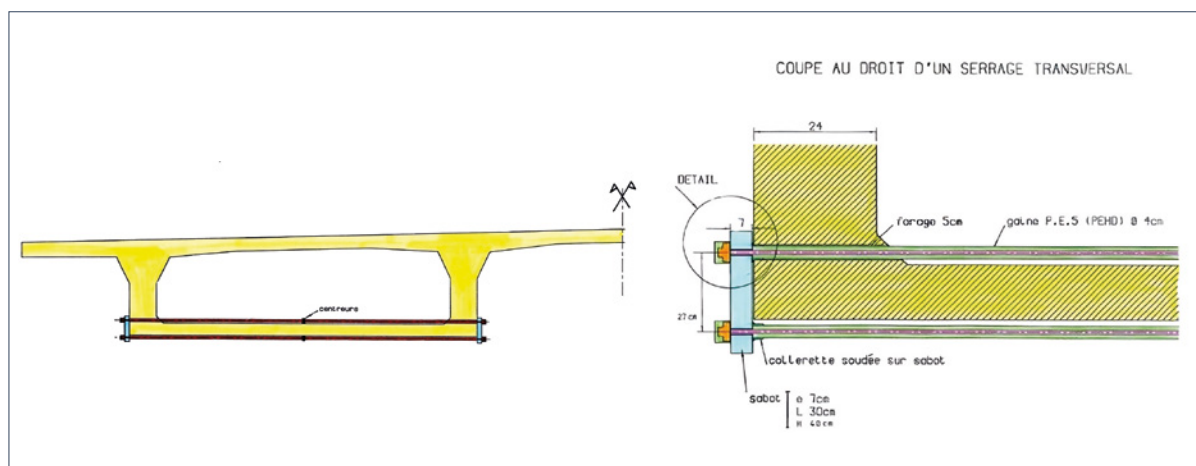
CHOIX DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

La précontrainte supplémentaire peut être intérieure à la structure (cas des caissons) ou extérieure.

Elle peut être constituée de torons ou de barres.

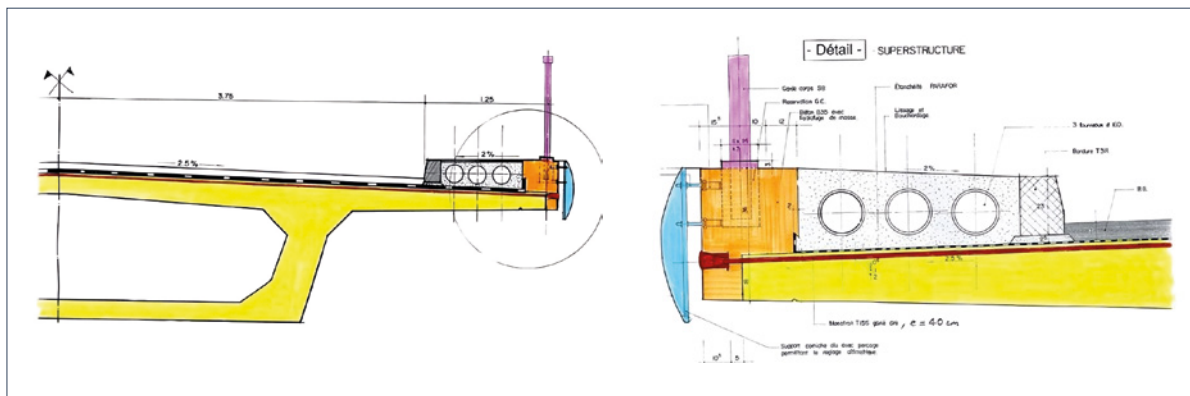
Les torons sont particulièrement adaptés aux cas de réparation de hourdis inférieurs déformés, dans la mesure où leur souplesse leur permet de s'adapter aux déformations et ainsi d'éviter des excentremens parasites préjudiciables (moyennant la mise en œuvre de centreurs assurant le maintien de l'excentricité).

Figure 67 : Précontrainte transversale supplémentaire à l'intérieur et à l'extérieur de la structure par torons avec dispositif de centrage au milieu du hourdis inférieur



Dans certains cas exceptionnels, la précontrainte peut être mise en œuvre à l'intérieur du béton, moyennant la création de rainures (dans les hourdis par exemple) ou de forages (par exemple dans les âmes) pour loger les barres ou torons.

Figure 68 : Précontrainte transversale additionnelle à l'intérieur du béton (en rouge)

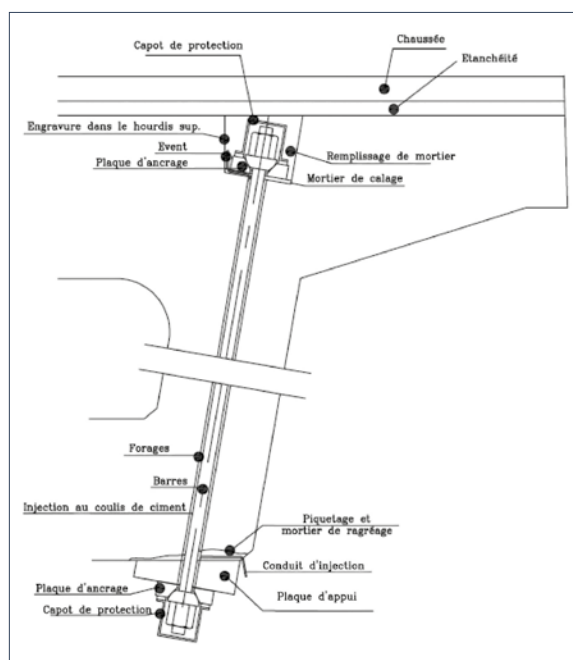


Dans ce cas, les ancrages peuvent être soit intérieurs au béton, soit extérieurs.

Cette disposition constructive, plus délicate à mettre en œuvre que les précédentes, ne peut être envisagée qu'en l'absence de câbles de précontrainte longitudinale en interférence avec la précontrainte transversale additionnelle projetée. Elle présente un double intérêt :

- esthétique, les barres ou torons ne sont plus visibles ;
- mécanique, l'excentrement parasite de la précontrainte transversale additionnelle est réduit voire complètement supprimé.

**Figure 69 :
Précontrainte transversale additionnelle
à l'intérieur du béton
Ancrage intérieur au béton, en haut,
avec sortie en extradados
(attention à soigner l'étanchéité)
et extérieur au béton, en bas**



RÉALISATION DES TRAVAUX

Les nécessaires calages sous les plaques d'ancrage rendent souhaitables deux à trois reprises de tension afin de compenser les pertes de précontrainte parasites par tassement ou retrait du mortier de calage et recul d'ancrage. En effet, compte tenu de la longueur très courte de ces barres et torons, tout déplacement au niveau des ancrages se traduit par des pertes de tension importantes.

ANNEXE 4

RAPPELS THÉORIQUES UTILES POUR LA COMPRÉHENSION DE CERTAINS PHÉNOMÈNES PHYSIQUES

1 – DIAGRAMME DE NAVIER

Soit une poutre de longueur l_0 et de section uniforme (par exemple rectangulaire $h \times b$), soumise à une flexion circulaire, c'est-à-dire à une courbure uniforme. L'extrados AB subit une contraction, l'extrados CD un allongement et la fibre moyenne située à mi-distance entre AB et CD conserve une longueur l_0 .

Le rayon de courbure R et l'angle θ formé par les deux sections extrêmes AC et BD de la poutre sont tels que :

$$R \times \theta = l_0$$

L'allongement relatif (ou déformation) de la fibre CD est donc :

$$\varepsilon = \frac{\Delta \ell}{l_0} = \frac{\left(R + \frac{h}{2}\right) \cdot \theta - R \cdot \theta}{R \cdot \theta} = \frac{h}{2R}$$

et celui de AB, par la même raison, est :

$$-\frac{h}{2R}$$

(c'est un raccourcissement). L'allongement relatif d'une fibre intermédiaire entre AB et CD, située à une distance $R+r$ du centre de flexion ($-h/2 < r < h/2$) serait en général :

$$\frac{r}{R}$$

Ainsi, la déformation ε varie linéairement entre l'intrados et l'extrados, ce que l'on peut représenter par le diagramme ci-contre : c'est la loi de Navier.

2 – RELAXATION

La relaxation est un phénomène viscoélastique qui conduit à une diminution des tensions initiales (relâchement des tensions) dans des éléments soumis à une déformation maintenue constante. La relaxation affecte les câbles de précontrainte et conduit à une perte de tension différée des câbles.

Ce phénomène inélastique affecte tous les aciers sollicités au-delà d'environ 60 % de leur limite d'élasticité. Connu dès la fin du XIX^e siècle pour les aciers à mi-chaud (vers 800 °C), il n'a été étudié quantitativement qu'à partir de 1945 pour les aciers à température ambiante, c'est-à-dire vers les débuts de l'emploi du béton précontraint dans les ponts.

Figure 70 : Flexion circulaire

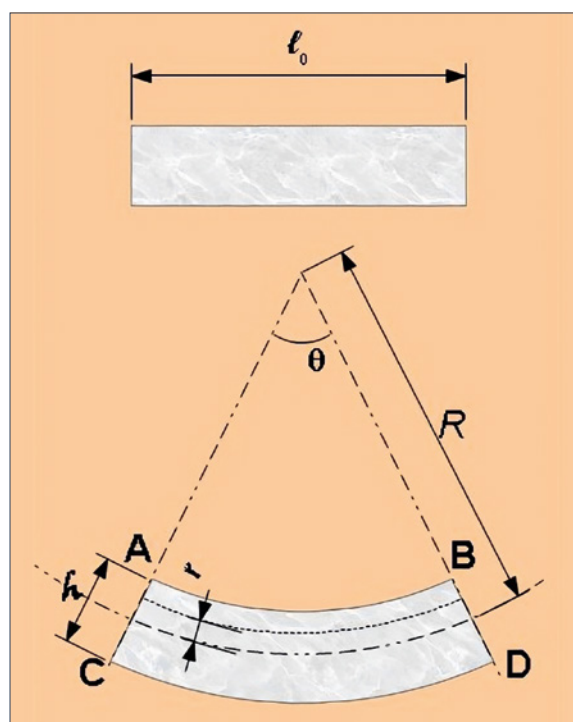
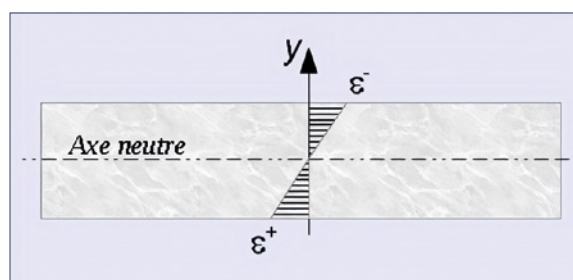


Figure 71 : Déformation linéaire

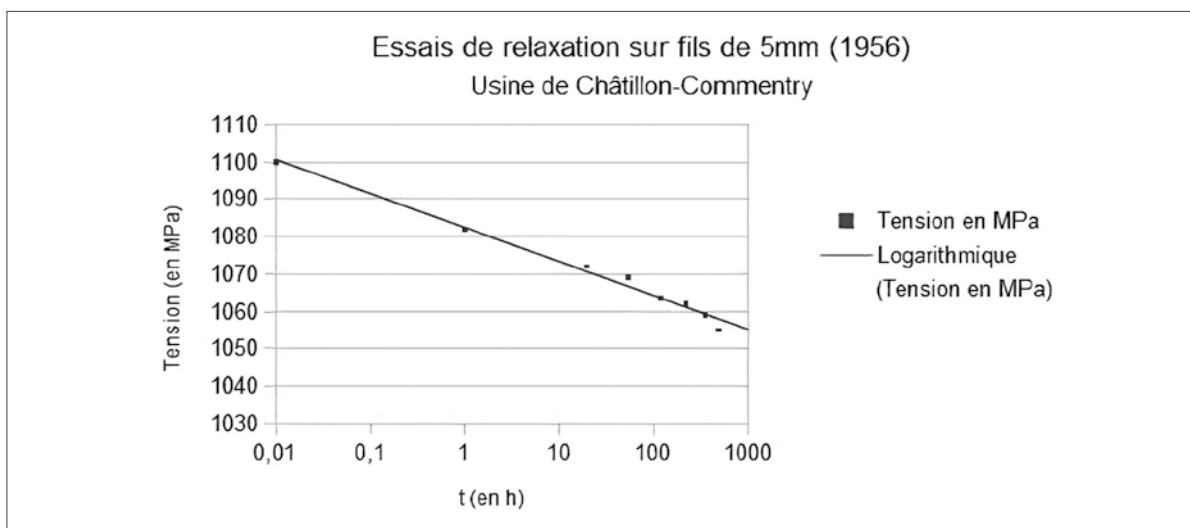


La relaxation de l'acier est en effet particulièrement préjudiciable à la précontrainte du béton, car la perte de tension qu'elle entraîne croît avec la tension initiale. Or les aciers de précontrainte travaillent à un niveau de contrainte trois fois plus élevé que les autres aciers de construction et la perte de tension progressive des câbles se traduit, bien sûr, par une décompression correspondante du béton.

Les essais en laboratoire ont montré que :

- la perte de tension décroît exponentiellement dans le temps. Autrement dit, les pertes de tension sont particulièrement importantes dans les instants qui suivent l'application de la tension initiale, et vont ensuite en s'atténuant progressivement au fil des mois et des années (fig. 72) ;
- le pourcentage de relaxation (perte relative de tension) croît avec la tension initiale ;
- la relaxation croît sensiblement avec la température.

Figure 72 : Décroissance exponentielle des pertes par relaxation d'après F. Dumas, « Les matériaux, les spécifications... et leur mise en œuvre », in Travaux (juin 1966), vol. 1, p.412, fig. 55



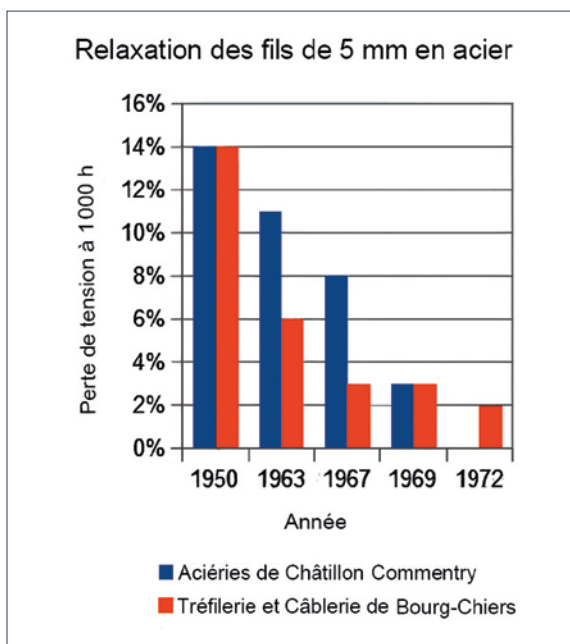
Ainsi, au bout d'une durée conventionnelle de mille heures, un câble mis en tension sous une force F sous allongement constant, s'est détendu de ΔF_r . Pratiquement, les agréments puis les normes de fourniture d'armatures de précontrainte imposent aux producteurs depuis le milieu des années 1960 une valeur limite du rapport :

$$\rho_{1000} = \frac{\Delta F_r}{0,70 \cdot F_{pr}}$$

appelé « *perte garantie par relaxation isotherme à mille heures* » (valeur qui doit s'entendre, bien sûr, comme une valeur à ne pas dépasser). Dès 1965, on a reconnu les moyens de réduire très fortement la relaxation de l'acier : écrouissage préalable et traitements thermiques (cycle de chauffage / refroidissement entre 300 °C et la température ambiante), de sorte que les aciers à très basse relaxation (TBR, $\rho_{1000} < 3\%$) se sont imposés : la norme XP A 35045 prescrit un taux $\rho_{1000} < 2,5\%$.

Le taux de perte final (par relaxation) d'un câble tendu à 75 % de sa limite élastique est compris, selon le traitement de l'acier, entre 1,6 et 2,2 fois ρ_{1000} . Les règlements de calcul successifs ont repris, à quelques détails près, ces valeurs.

Figure 73 : Évolution historique de la maîtrise de la relaxation



Les données de ce graphique sont tirées :

- pour les plus anciennes, des essais de G. Dawance, rapportés dans le volume 1 du cours de béton précontraint de Guyon, pp. 106-115. En 1948, seules ces deux usines fabriquaient du fil-machine propre à précontraindre le béton ;
- de la monographie de Fernand Dumas (1898-1985) : « Les matériaux : les spécifications qui les régissent et leur mise en œuvre », publiée dans le numéro spécial de la revue *Travaux* de juin 1966 consacré à Freyssinet et particulièrement le passage pp. 411-412 et pp. 427-435 ;
- pour les données postérieures à 1966, des données garanties par les deux usines elles-mêmes d'après les agréments des procédés STUP de 1968 et 1973.

Les données de ces trois sources donnent une image cohérente de l'évolution de la maîtrise du phénomène par les producteurs.

En résumé :

La relaxation est un facteur important de pertes de précontrainte. Elle est inhérente à la nature de l'acier. Les pertes par relaxation sont des pertes différées, qui se cumulent année après année. Ces seules pertes peuvent atteindre 18 % dans les ouvrages anciens (antérieurs à 1950). Or ces pertes ont été largement sous-estimées jusqu'aux années 1970.

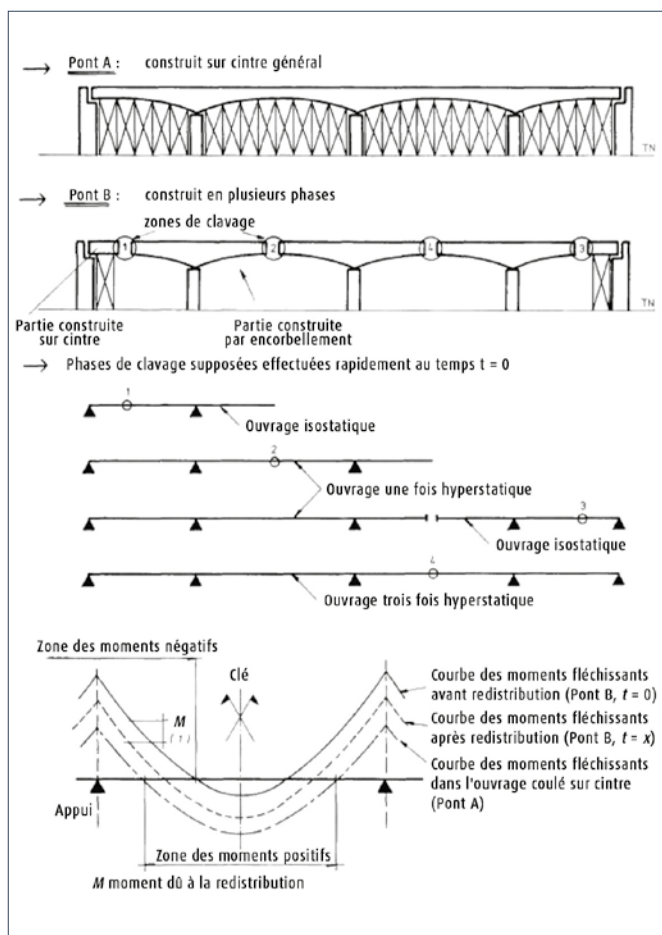
3 – FLUAGE

Le fluage est un phénomène viscoélastique qui provoque une augmentation des déformations des éléments soumis à des charges constantes (ou soutenues). Le fluage affecte le matériau béton et conduit, sous l'effet des charges de longue durée (par exemple, l'effet de la précontrainte ou l'effet du poids propre), à des déformations à long terme dite « déformations de fluage ».

Sur les ouvrages en béton précontraint, ces déformations additionnelles du matériau béton ont diverses conséquences :

- une perte de tension différée de la tension des câbles de précontrainte (du fait de l'effet du fluage qui raccourcit la pièce en béton précontraint) ;
- des « déformées » à long terme typiques : flèches différées vers le haut sous l'effet de la précontrainte pour les poutres iso-statiques ou flèches différées vers le bas pour les consoles. Ces flèches sont souvent bien repérables sur les ouvrages en travées indépendantes précontraintes ; ces déformations conduisent alors souvent à des rechargements abusifs des chaussées pour « lisser » les bosses du profil en long qui en résultent ;
- dans les ouvrages dont le schéma statique de construction diffère du schéma de fonctionnement définitif, le comportement différé du béton engendre une redistribution des efforts telle que le fonctionnement de l'ouvrage tend à se rapprocher plus ou moins de celui de l'ouvrage équivalent qui aurait été construit sur cintre. Cette redistribution entraîne en général dans certaines zones une augmentation des moments fléchissants positifs avec déplacement des zones de moment nul.

Figure 74 : Redistribution des efforts sous l'effet des déformations différées



Les effets du fluage ont longtemps été ignorés et / ou mal pris en compte. Par exemple, jusqu'aux années 1975, les ouvrages ont été conçus sans tenir compte de la redistribution des efforts due au fluage. Aujourd'hui, ce phénomène est désormais bien couvert par les normes actuelles qui peuvent être utilisées pour estimer ou vérifier les effets du fluage sur les ouvrages anciens, pour autant que l'on connaisse le processus constructif pas à pas. Cependant, les effets de la redistribution par fluage des ouvrages en béton construits par « phases » nécessitent le recours à des modélisations numériques complexes effectuées sous la responsabilité de bureaux d'études spécialisés.

Les effets de fluage affectent aussi bien les ouvrages phasés longitudinalement que transversalement.

4 – GRADIENT THERMIQUE

Le gradient thermique provient de la différence de température entre deux faces d'un élément de structure. La distribution de température entre les deux faces est non linéaire.

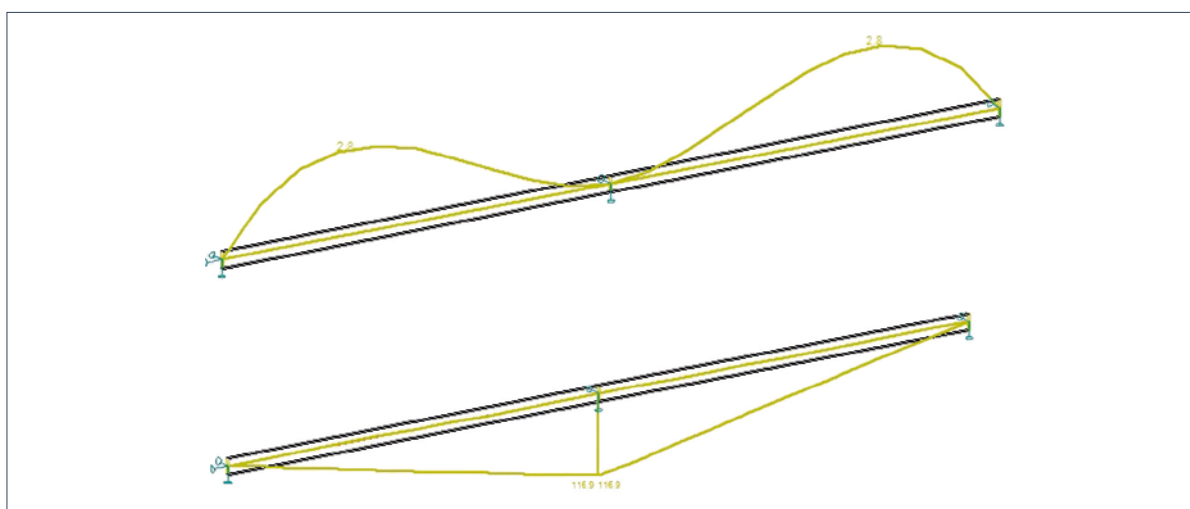
C'est un phénomène qui affecte tous les types d'ouvrage mais, du fait de leur grande dimension et de leur raideur, les ouvrages précontraints y sont particulièrement sensibles. En outre, ce phénomène n'a pas été considéré dans les débuts de la construction des ponts en béton précontraint et s'est révélé être à l'origine de nombreux désordres sur les ouvrages des premières générations. Sa prise en compte a été rendue obligatoire pour les poutres-caissons par la circulaire du 2 avril 1975 portant modifications de l'IP1 ; par la suite, le BPEL a étendu sa prise en compte à tous les types d'ouvrages.

LE GRADIENT THERMIQUE VERTICAL

Le gradient thermique **vertical** provient de la différence de température, généralement positive, entre l'extrados et l'intrados du tablier. La différence réelle de température peut être assez élevée (25 °C) suivant les conditions d'ensoleillement, les épaisseurs d'enrobés... En pratique, on utilise un gradient thermique de calcul linéaire d'une douzaine de degrés.

Ce gradient thermique vertical induit couramment des déformations gênées et des efforts non négligeables dans les ouvrages hyperstatiques dans le sens longitudinal.

Figure 75 : Déformations gênées (en haut) et moment fléchissant de gradient thermique correspondant (en bas) dans une poutre continue à deux travées



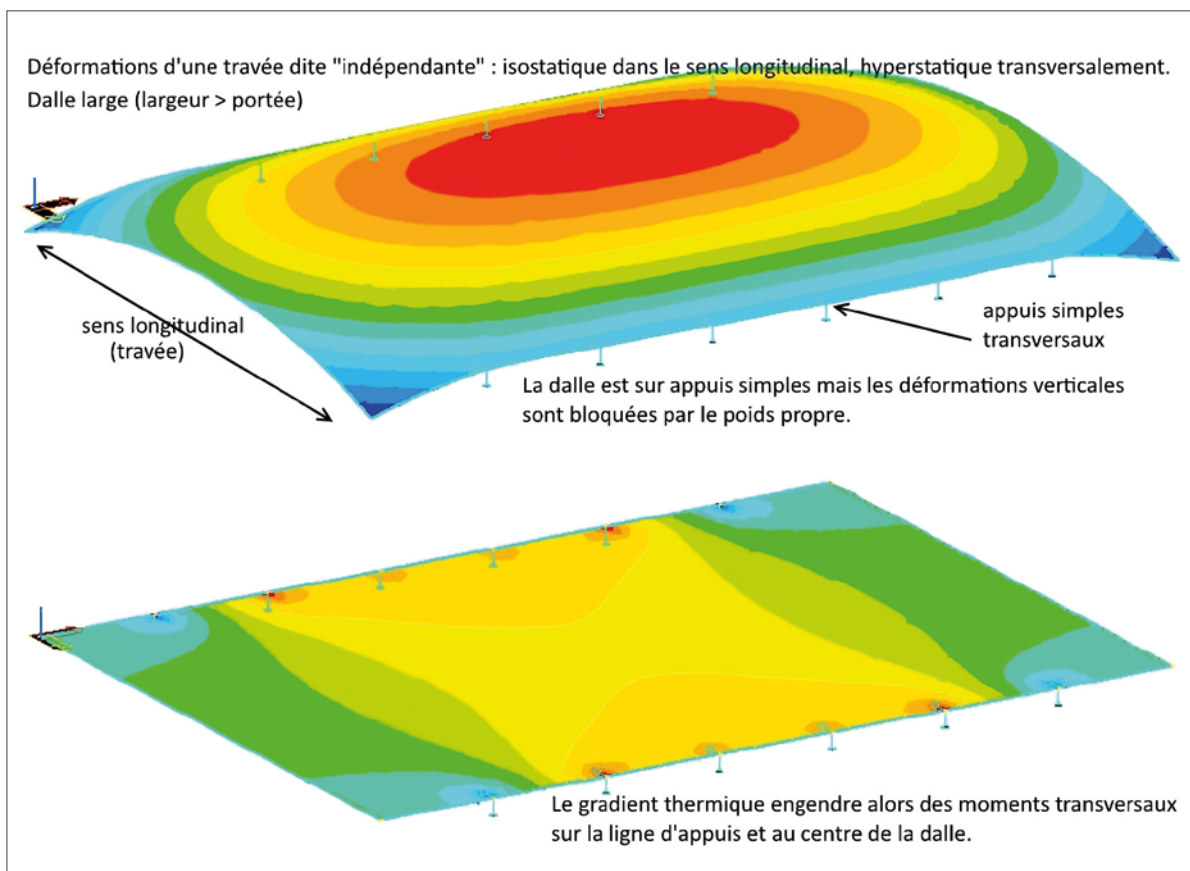
Comme expliqué dans ce guide, les ouvrages précontraints de moyenne et grande portée, très rigides, y sont particulièrement sensibles, tout comme les ponts courbes biais et larges. Le dimensionnement des ouvrages anciens d'avant 1975 n'intègre pas cette action.

Ce gradient vertical induit également des efforts transversaux pour les dalles très larges qui comportent une multitude d'appuis transversaux et les entretoises des ouvrages multipoutres ou multicaissons.

Figure 76 : Dalle isostatique dans le sens longitudinal sur appuis multiples

En haut, déplacements réels de la dalle soumise à un gradient thermique.
On remarque que ces déplacements sont gênés sur la ligne d'appuis transversale maintenue par le poids propre.

La figure du bas quantifie alors les moments transversaux du gradient vertical dans une dalle large qui résultent de cette gêne.



LE GRADIENT THERMIQUE HORIZONTAL (OU TRANSVERSAL)

Le gradient thermique horizontal (ou transversal) provient de la différence de température entre deux côtés d'un ouvrage exposés différemment aux rayons du soleil. Par exemple nord / sud ou est / ouest, ombre / soleil. Les effets sont généralement négligés sauf, localement, entre deux faces d'une paroi.

MAÎTRISE DU GRADIENT THERMIQUE

La maîtrise du gradient thermique peut, pour un ouvrage pour lequel l'évaluation a montré une insuffisance structurelle vis-à-vis des moments positifs, permettre le maintien du trafic ou l'allègement d'une mesure de limitation de tonnage. Il s'agit toutefois plutôt de mesures transitoires.

CAS DE MAINTIEN DU TRAFIC

La maîtrise du gradient est intéressante dans le cas d'un ouvrage où l'allègement des superstructures est impossible. Elle doit être effectuée en minimisant la gêne et la prise de risque des usagers. Ceci exclut généralement l'arrosage de la chaussée pour refroidir l'intrados.

Deux solutions peuvent être envisagées :

- la mise en œuvre après rabotage d'un enrobé à base de granulats clairs. Cette solution ne génère qu'une diminution de 20 à 25 % du gradient ;
- l'application d'une peinture blanche qui permet un gain important (70 à 85 %), mais qui présente pour l'exploitant des sujétions importantes : mise en place localement d'une signalisation en rouge, risque de glissance par temps humide, nécessité d'un nettoyage régulier pour empêcher l'accumulation de dépôts « noircissant » la surface et faisant remonter l'intensité du gradient.

PENDANT LES TRAVAUX DE RÉPARATION

Cette maîtrise peut être aussi nécessaire pendant les travaux de réparation pour compenser, dans une phase particulière, soit une diminution de la capacité de portance (démolition partielle), soit l'accroissement des charges par rapport à la limitation de tonnage mise en place pour la sauvegarde de l'ouvrage (utilisation d'engins de chantier de fort tonnage).

Dans le cas particulier du renforcement des ponts en béton précontraint présentant une fissuration des joints, la réparation comprend l'injection des joints qui sont soumis de la part du gradient à des cycles d'ouverture et de fermeture gênant l'injection. Pour injecter, il faut que le joint soit ouvert mais il ne doit pas s'ouvrir pendant l'injection et mettre en tension la résine pendant sa polymérisation. La maîtrise du gradient est nécessaire et pour cela deux méthodes sont envisageables :

- l'injection est réalisée pour des gradients élevés et débute lorsque le gradient est maximum (fin d'après-midi ou début de soirée de mi-mai à mi-septembre). La polymérisation de la résine s'effectue en phase de fermeture du joint. Le principe de cette méthode est d'injecter les fissures lorsqu'elles sont le plus ouvertes pour leur permettre de subir des cycles de gradient plus faible. Le gradient devant être la seule action ouvrant les joints, l'ouvrage doit être fermé à la circulation lourde ;
- le gradient est maintenu à une faible valeur ($< 2,5$ °C) et les joints sont ouverts par un chargement statique. La maîtrise du gradient est obtenue par :
 - l'arrosage de l'extrados ;
 - la mise en place d'un « bidim » de couleur claire ;
 - l'application d'une peinture blanche.

Cette dernière méthode nécessite la fermeture de l'ouvrage, *a contrario* de la première méthode qui peut permettre le passage des véhicules légers et une partie des véhicules lourds en fonction du résultat des investigations réalisées lors de l'évaluation.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

RÈGLEMENTS

- [1] Circulaire n° 141 du 26 octobre 1953 : *Instructions provisoires relatives à l'emploi du béton précontraint*
- [2] Circulaire n° 44 du 12 août 1965 : *IP 1 – Instruction provisoire n° 1 relative à l'emploi du béton précontraint*
- [3] Circulaire n° 73-153 du 13 août 1973 : *IP 2 – Instruction provisoire n° 2 relative à l'emploi du béton précontraint*
- [4] Circulaire n° 74-60 du 23 avril 1974 : *Circulaire de modification de l'IP1*
- [5] Circulaire du 2 avril 1975 : *Prescriptions à inclure dans les cahiers des prescriptions spéciales concernant la conception et le calcul des poutres-caissons construits par encorbellements et le cas échéant, certains autres ponts*
- [6] Circulaire n° 79-121 du 14 décembre 1979 : *Circulaire relative à la réimpression de l'IP1 incluant les modifications de 1974 et 1975*
- [7] Circulaire du 8 octobre 1983 : *BPEL 83 – Fascicule n° 62 Titre I section II*
- [8] Circulaire n° 92-57 du 30 décembre 1992 : *BPEL 91 – Fascicule n° 62 Titre I section II*
- [9] Circulaire n° 99-28 du 6 avril 1999 modifiant le *BPEL 91 : BPEL 91 modifié 99 – Fascicule n° 62 Titre I section II*
- [10] Norme NF EN 1992-2 de mai 2006 et norme NF EN 1992-2/NA d'avril 2007 (Eurocode) : *Calcul des structures en béton « Partie 2 : Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives »*

CIRCULAIRES ET DÉCRETS

- [11] Circulaire n° 99-54 du 20 août 1999 instituant un avis technique des coulis d'injection pour conduits de précontrainte, délivré par la commission interministérielle de la précontrainte
- [12] Circulaire n° 2001-16 du 28 février 2001 relative à la conception de la précontrainte extérieure au béton
- [13] Décret n° 2006-662 du 7 juin 2006 relatif à la réorganisation, au retrait de magistrats et à la suppression de diverses commissions administratives portant « *dissolution de la CIP* »

NORMES

- [14] Norme NF P95-103 : *Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie – Traitement des fissures et protection du béton – Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés*
- [15] Norme NF P95-104 : *Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie – Spécifications relatives à la technique de la précontrainte additionnelle*
- [16] NF EN 13791/CN de mars 2013 : *Évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton – Complément national à la norme NF EN 13791*

INSTRUCTIONS TECHNIQUES POUR LA SURVEILLANCE ET L'ENTRETIEN DES OUVRAGES D'ART - ITSEO

- [17] Fascicule 0 – *Dispositions générales applicables à tous les ouvrages*
- [18] Fascicule 1 – *Dossier d'ouvrage*
- [19] Fascicule 2 – *Généralités sur la surveillance*
- [20] Fascicule 3 – *Auscultation, surveillance renforcée, haute surveillance, mesures de sécurité immédiate ou de sauvegarde*
- [21] Fascicule 31 – *Ponts en béton armé*

GUIDES, NOTES D'INFORMATIONS SETRA OU CEREMA

- [22] *Précontrainte extérieure – Guide technique*, Setra, février 1990, référence : F9024
- [23] Note d'information n° 35 – *Méthodes courantes d'évaluation structurale des ouvrages existants – Pratiques en vigueur dans le réseau scientifique et technique (RST)*, Setra, mai 2012
- [24] *Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art*, Cerema, 2015. (Pratiques du réseau scientifique et technique)
- [25] *Maîtrise des risques - Application aux ouvrages d'art*, Setra, janvier 2013
- [26] *Résistance à l'incendie - Évaluation des ponts routiers*, Cerema, 2018
- [27] *Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants*, Cerema, 2017
- [28] *Évaluation structurale et réparation des Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP)*, Cerema, 2021
- [29] *Diffusion des efforts concentrés – Efforts de précontrainte et des appareils d'appui – Guide méthodologique*, Setra, novembre 2006 et son erratum de 2008
- [30] Note d'information du Setra, *Injection des gaines de précontrainte – Ponts construits par encorbellements et autres ponts similaires*, 21 décembre 1978

DOCUMENTS ET NOTES D'INFORMATION SETRA/LCPC

- [31] *Directive provisoire sur les injections des gaines des ouvrages en béton précontraint*, Setra/LCPC, mars 1973
- [32] Note d'information Ouvrages d'art, n° 6, *Autorisation d'emploi des coulis pour injection des conduits des unités de précontrainte*, Setra/LCPC, février 1988
- [33] Note d'information Ouvrages d'art, n° 21, *Coulis pour injection de conduits de précontrainte*, Setra/LCPC, juillet 1996
- [34] Note d'information Ouvrages d'art, Cerema/Ifsttar, n° 3, novembre 2018. *Note de sensibilisation sur les ouvrages existants à précontrainte extérieure*

GUIDES ET NOTES D'INFORMATION LCPC/IFSTTAR

- [35] *Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes (VIPP) – Guide méthodologique de surveillance et d'auscultation des VIPP*, LCPC, octobre 2001
- [36] Guide technique – *Mesures de la tension des armatures de précontrainte à l'aide de l'arbalète*, LCPC, novembre 2009
- [37] *Aptitude au service des ouvrages*, LCPC, 2004
- [38] Documents Brime : *Gestion des ponts en Europe - Projet européen BRIME*, LCPC, collection Études et recherches des LPC – Série Ouvrages d'art n° 49
- [39] *Investigations et évaluations dynamiques des ponts*, LCPC, février 2009

AUTRES DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE

- [40] *Maintenance et réparation des ponts*, Presses des Ponts et Chaussées, 1997
- [41] AFGC, *Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites Recommandations provisoires*, Presses des Ponts, février 2011
- [42] AFGC, *La pérennité du béton précontraint*, Presses des Ponts, novembre 2014
- [43] STRESS : collection de guides techniques traitant de la mise en œuvre de diverses techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton et en métal. Guide n° 8 [Fabem] : *Réparation et renforcement des structures par précontrainte additionnelle*

- [44] *Gestion des ponts* – Rapport conjoint franco-britannique, co-rédigé par Higways Agency, Setra, TRL, LCPC – Édition Thomas Telford, 2005
- [45] *Ponts en béton précontraint par post-tension*, rapport conjoint franco-britannique co-rédigé par Higways Agency, Setra, TRL, LCPC, Édition Thomas Telford, 1999
- [46] *Fib – Bulletin n° 1: Management, maintenance and strengthening of concrete structures – Technical Report*, avril 2002
- [47] G. Magnel, *Le béton précontraint*, éd. Fecheyr, Gand, 1949
- [48] J. Baret, *Le béton précontraint*, éd. Eyrolles, Paris, 1953
- [49] M. Guyon, *Béton Précontraint*, tome II, chapitre 13, « Essais sur des dalles continues, méthodes de calcul s'en déduisant », 1958
- [50] J.-F. Barthélémy et É. Lozinguez, *La protection cathodique des aciers dans le béton atmosphérique*, rapport bibliographique établi par le Cerema

ARTICLES DE DIVERSES REVUES

ANNALES DE L'ITBTP

- [51] E. Freyssinet, « Exposé d'ensemble de l'idée de Précontrainte », juin 1949
- [52] « La précontrainte dans les travaux de réparation et de renforcement des ponts », *Annales*, n° 501, février 1992

REVUE TRAVAUX

- [53] M. Redonnet, « Une nouvelle application du béton précontraint », *Travaux*, octobre 1943
- [54] F. Dumas, « Évolution de la précontrainte du béton armé au cours de la reconstruction des ouvrages d'art du Nord et du Pas-de-Calais », *Travaux*, janvier 1952
- [55] F. Dumas, « Les matériaux : les spécifications qui les régissent et leur mise en œuvre », *Travaux*, éd. spéciale *Un demi-siècle de technique française de la précontrainte* (2 vol.), vol. 1, avril 1966, pp. 377-452
- [56] G. Dreux, « Les procédés français de précontrainte et leur évolution », *Travaux*, éd. spéciale *Un demi-siècle de technique française de la précontrainte* (2 vol.), vol. 1, avril 1966, pp. 453-484
- [57] « Démolition et reconstruction du tablier du pont Vauban à Strasbourg », *Travaux*, n° 619, 1987
- [58] « Études et travaux de renforcements sous circulation d'un pont par précontrainte additionnelle », *Travaux*, n° 639, 1989
- [59] « La réparation du pont de Châlons-en-Champagne », *Travaux*, n° 752, avril 1999
- [60] « Élargir sous trafic autoroutier des viaducs à poutres précontraintes », *Travaux*, n° 813, 2004
- [61] « La réparation du viaduc de Woippy sur l'autoroute A4 », *Travaux*, n° 851, 2008

BULLETIN OUVRAGES D'ART DU SETRA

- [62] BOA 16, « Réparation du pont de Blagnac », novembre 1993
- [63] BOA 18, « Renforcement d'ouvrages en béton précontraint », juillet 1994
- [64] BOA 19, « Viaduc de l'île d'Oléron - Renforcement par précontrainte additionnelle », novembre 1994
- [65] BOA 19, « Coulis de précontrainte adjuvants », novembre 1994, p. 41
- [66] BOA 20, « Pont de Pont-d'Ain, renforcement par précontrainte additionnelle », mars 1995
- [67] BOA 30, « Réparation de l'ouvrage sur le quai Deschamps à Bordeaux », août 1998
- [68] BOA 31, « La méthodologie des expertises et des réparations », décembre 1998
- [69] BOA 36, « Renforcement du pont sur la Saône à Lyon », décembre 2000
- [70] BOA 52, « Renforcement du pont de Gagnac », juillet 2006

- [71] BOA 57, « Viaduc de Saint-Cloud – Réparation de la précontrainte à l'aide d'absorbeurs », 1^{re} partie, mars 2008
- [72] BOA 58, « Viaduc de Saint-Cloud – Réparation de la précontrainte à l'aide d'absorbeurs », 2^e partie, juin 2008
- [73] BOA 61, « Travaux de mise en sécurité du pont Charles-de-Gaulle à Besançon », juillet 2009

BULLETIN DE LIAISON DES PONTS ET CHAUSSÉES

- [74] « Les ponts d'aujourd'hui et de demain », *Bull. des Ponts et Chaussées et des Mines*, n° 11, déc. 1968
- [75] « Étude en fatigue d'un pont en béton précontraint sous actions combinées du trafic et des gradients thermiques », *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 152, nov-déc. 1987, pp 37-48
- [76] *Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes*, notamment l'annexe *Évolution de la technique de construction en béton précontraint*, Guide technique, coll. Techniques et méthodes des LPC, LCPC, octobre 2001
- [77] « La mise sous surveillance renforcée du pont de Blagnac par télésurveillance », *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 214, mars-avril 1998, pp. 91-96
- [78] « La mise sous haute surveillance du pont Neuf de Foix », *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 215, mai-juin 1998, pp. 71-76
- [79] « Mesure de contrainte sur ouvrage d'art par une méthode de libération miniaturisée », *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 138, juillet-août 1985, pp.5-14
- [80] « Évaluation de l'état mécanique réel de ponts en béton précontraint », *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 159, janvier-février 1989, pp. 111-115

DOCUMENTS EN LIGNE

- [81] Cahier interactif de l'Ifsttar – *Auscultation des ouvrages d'art, reconnaissance de l'état de tout ou partie d'un ouvrage et des pathologies associées*

RÉVISION (2022)

- [82] « Des moyens de protection contre les ruptures par corrosion des armatures de précontrainte », *Annales de l'ITPBTP*, n° 348, mars 1977

TABLE DES MATIÈRES

| | |
|---|-----------|
| Remerciements | 2 |
| CHAPITRE 1 | |
| Champ d'application de ce guide | 8 |
| CHAPITRE 2 | |
| Le fonctionnement et les différentes techniques de précontrainte | 12 |
| 1 - Principes généraux de fonctionnement du béton précontraint | 14 |
| 2 - Les techniques de précontrainte | 15 |
| 2.1 Précontrainte par prétension | 15 |
| 2.2 Précontrainte par post-tension, par précontrainte intérieure | 16 |
| 2.3 Précontrainte par post-tension, par précontrainte extérieure | 23 |
| 2.4 Précontrainte extradossée | 26 |
| 3 - Bétons utilisés en béton précontraint | 27 |
| 3.1 Généralités | 27 |
| 3.2 Résistance | 27 |
| 3.3 Formulations | 27 |
| 4 - Particularités du comportement dans le temps | 29 |
| 4.1 À propos du mode de fonctionnement | 29 |
| 4.2 Modes de construction | 29 |
| 4.3 Évolution des clauses réglementaires/normatives | 30 |
| 4.4 Vulnérabilité - Action de l'eau | 31 |
| 5 - Revue des principaux types d'ouvrages précontraints | 32 |
| 5.1 Gammes de portées | 32 |
| 5.2 Ponts-dalles | 32 |
| 5.3 Ponts à poutres (hors poutres -caissons) | 34 |
| 5.4 Ponts à poutre(s)-caisson(s) | 36 |
| 5.5 Autres structures | 38 |
| 5.6 Ouvrages réparés | 39 |

| | |
|---|-----------|
| CHAPITRE 3 | |
| Notions sur les causes et la nature des désordres | 40 |
| 1 - Généralités | 42 |
| 2 - Désordres affectant les matériaux | 43 |
| 2.1 Désordres affectant les bétons | 43 |
| 2.2 Désordres affectant les armatures passives | 43 |
| 2.3 Désordres affectant les armatures actives | 43 |
| 2.4 Désordres affectant les gaines | 45 |
| 2.5 Dégradation de protections | 47 |
| 3 - Désordres liés à l'exécution | 50 |
| 3.1 Généralités | 50 |
| 3.2 Festonnage ou mauvaise mise en œuvre des gaines | 50 |
| 3.3 Mauvaises reprises de bétonnage | 52 |
| 3.4 Défauts de bétonnage | 52 |
| 3.5 Mauvaise conjugaison des joints | 52 |
| 3.6 Défauts du système d'assainissement et d'étanchéité | 53 |
| 3.7 Défauts d'injection | 54 |
| 3.8 Déformations anormales | 54 |
| 3.9 Défauts de positionnement, d'alignement | 55 |
| 3.10 Défauts de mise sous tension | 55 |
| 4 - Désordres liés au fonctionnement des ouvrages | 56 |
| 4.1 Généralités sur la fissuration | 56 |
| 4.2 Ponts-dalles en béton précontraint | 57 |
| 4.3 Ponts à poutres | 60 |
| 4.4 Ponts à nervures | 65 |
| 4.5 Ponts-caissons en béton précontraint | 66 |
| 4.6 « Enfermement » d'efforts, appareils d'appui défectueux, attelages défectueux | 72 |
| 5 - Cas des ouvrages réparés | 73 |
| 6 - Chocs et incidents divers | 74 |
| 6.1 Chocs | 74 |
| 6.2 Incendies | 74 |
| 6.3 Sondages, percements | 75 |

CHAPITRE 4

Surveillance 76

1 - Importance et complexité de la surveillance 78

2 - Cadre de la surveillance 79

- 2.1 Patrouillage et contrôle annuel 79
- 2.2 Visite d'évaluation 79
- 2.3 Inspection détaillée périodique 80
- 2.4 Cas des ouvrages à précontrainte extérieure au béton 82
- 2.5 Inspections détaillées exceptionnelles 84

3 - Analyse de risques 85

4 - Inspection ciblée 86

5 - Surveillance renforcée 87

6 - Haute surveillance 88

7 - Le dossier d'ouvrage 89

CHAPITRE 5

Entretien 90

1 - Entretien courant 92

2 - Entretien spécialisé et reconnaissances courantes 93

- 2.1 Champs d'application 93
- 2.2 Précautions particulières lors d'interventions sur ouvrages 93
- 2.3 Entretien des câbles et conduits 100
- 2.4 Vérinage 102

CHAPITRE 6

Diagnostic et réparation 104

1 - Établissement du diagnostic 106

- 1.1 Généralités 106
- 1.2 Établissement d'un programme de diagnostics et objectifs 106
- 1.3 Techniques d'instrumentation non destructives 107
- 1.4 Auscultations « destructives » ou « semi-destructives » 112

| | | |
|----------|--|------------|
| 1.5 | Techniques d'imagerie numérique | 113 |
| 1.6 | Mesure des gradients thermiques | 118 |
| 1.7 | Mesures acoustiques sur les câbles | 118 |
| 1.8 | Estimation de la tension des câbles par méthode vibratoire | 119 |
| 1.9 | Auscultation des câbles par méthode capacitive | 119 |
| 1.10 | Auscultation magnétique des câbles | 120 |
| 1.11 | Auscultation des câbles aux ancrages par réflectométrie d'ondes ultrasonores | 121 |
| 1.12 | Méthode des moments de décompression | 121 |
| 1.13 | Mesure de contraintes par libération | 122 |
| 1.14 | Instrumentation directe des câbles | 123 |
| 1.15 | Recalculs | 123 |
| 2 | Réparations | 124 |
| 2.1 | Généralités | 124 |
| 2.2 | Réparation des matériaux | 124 |
| 2.3 | Réparation par matériaux composites | 127 |
| 2.4 | Réparation par précontrainte additionnelle | 127 |
| 2.5 | Réalisation de dénivellations d'appuis | 129 |
| 2.6 | Maîtrise des sollicitations | 130 |
| 3 | Réception des travaux de réparation | 132 |
| | Annexes | 133 |
| | Annexe 1 - Pathologies des protections des câbles par coulis de ciment | 134 |
| | Annexe 2 - Éléments de connaissance des modes de construction | 136 |
| | Annexe 3 - Réparation par précontrainte additionnelle | 142 |
| | Annexe 4 - Rappels théoriques utiles pour la compréhension de certains phénomènes physiques | 147 |
| | Bibliographie | 153 |

Technical instruction relating to monitoring and maintenance of engineering structures

Fascicle 32

Prestressed Concrete Bridges

Since the 1960s, pre-stressed concrete bridges have been some of the most frequently built types of structures. It is therefore a durable construction technique that benefits from real hindsight. However, the dimensioning conditions of these structures, along with the technologies used, differed significantly according to the times and the types of structures. Thus, different typical diseases have developed that this guide will help to recognize.

It deals more generally with the monitoring, assessment, maintenance and repair of these bridges.

It is aimed primarily at the technical staff of monitoring organisations, consultancies and specialised laboratories as well as transport infrastructure network managers.

This document is a companion to the 2010 Technical Instruction for the monitoring and maintenance of engineering structures, which replaces Fascicle 32 of January 2019.

Instrucciones técnicas para la supervisión y el mantenimiento de las obras de ingeniería

Entrega 32

Puentes de hormigón pretensado

Los puentes de hormigón pretensado son uno de los tipos de obras de ingeniería más construidos desde los años sesenta. Es, pues, una técnica de construcción duradera y existe ya una dilatada experiencia en su uso. No obstante, las condiciones de dimensionado de estas obras y las tecnologías que se han utilizado han variado mucho según la época y el tipo de obra. Es posible, por lo tanto, que se hayan desarrollado distintas patologías que esta guía ayuda a reconocer.

En ella se abordan de manera general la supervisión, la evaluación, el mantenimiento y la reparación de dichos puentes.

La guía va dirigida principalmente a los técnicos de los organismos encargados de su supervisión, oficinas técnicas y laboratorios especializados, así como a gestores de redes de infraestructuras de transporte.

Este documento se entrega junto con las Instrucciones técnicas para la supervisión y el mantenimiento de obras de ingeniería de 2010 y sustituye a la entrega 32 de enero de 2019.

© 2023 - Cerema

LE CEREMA, L'EXPERTISE PUBLIQUE POUR LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE ET LA COHÉSION DES TERRITOIRES

Le Cerema, Centre d'Études et d'Expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement, est un établissement public qui apporte son concours à l'État et aux collectivités territoriales pour l'élaboration, la mise en œuvre et l'évaluation des politiques publiques au service de la transition écologique, de l'adaptation au changement climatique et de la cohésion des territoires. Il porte des missions de recherche & innovation et appuie le transfert d'innovations dans les territoires et auprès des acteurs privés.

Le Cerema agit dans 6 domaines d'activité : Expertise & Ingénierie territoriale, Bâtiment, Mobilités, Infrastructures de transport, Environnement & Risques, Mer & Littoral. Présent partout en métropole et dans les Outre-mer par ses 26 implantations, il développe une expertise de référence au contact de ses partenaires européens et contribue à diffuser le savoir-faire français à l'international.

Le Cerema capitalise les connaissances et savoir-faire dans ses domaines d'activité. Éditeur, il mène sa mission de centre de ressources en ingénierie par la mise à disposition de près de 3 000 références à retrouver sur www.cerema.fr rubrique nos publications.

Toute reproduction intégrale ou partielle, faite sans le consentement du Cerema est illicite (article L.122-4 du Code de la propriété intellectuelle). Cette reproduction, par quelque procédé que ce soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles L.335-2 et L.335-3 du CPI.

Cet ouvrage a été imprimé sur du papier issu de forêts gérées durablement (norme PEFC) et fabriqué proprement (norme ECF). L'imprimerie Dupliprint est une installation classée pour la protection de l'environnement et respecte les directives européennes en vigueur relatives à l'utilisation d'encre végétales, le recyclage des rognures de papier, le traitement des déchets dangereux par des filières agréées et la réduction des émissions de COV.

Coordination : Direction de la Stratégie et de la Communication / Pôle éditions

Conception de la maquette graphique : Farénis

Mise en page : PAO Concept

Impression : Dupliprint, 733 rue Saint-Léonard 53100 Mayenne

Achévé d'imprimer : novembre 2023

Dépôt légal : novembre 2023

ISBN : 978-2-37180-595-8 (pdf) - 978-2-37180-596-5 (papier) - ISSN : 2276-0164

Éditions du Cerema

Cité des mobilités

25, avenue François Mitterrand CS 92803 - 69674 Bron Cedex - France

www.cerema.fr

INSTRUCTION TECHNIQUE

POUR LA SURVEILLANCE ET L'ENTRETIEN DES OUVRAGES D'ART

Fascicule 32 Pont en béton précontraint

Les ponts en béton précontraint sont parmi les types d'ouvrages d'art les plus fréquemment construits depuis les années 1960. C'est donc une technique de construction durable et qui bénéficie d'un vrai recul.

Cependant, les conditions de dimensionnement de ces ouvrages et les technologies utilisées, ont été très différentes suivant les époques et les types d'ouvrages. Ainsi, différentes pathologies typiques ont pu se développer que ce guide aidera à reconnaître.

Il traite plus généralement de la surveillance, de l'évaluation, de l'entretien et de la réparation de ces ponts.

Il s'adresse principalement aux personnels techniques des organismes chargés de la surveillance, des bureaux d'études et laboratoires spécialisés ainsi qu'aux gestionnaires de réseau d'infrastructures de transport.

Ce document accompagne l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art de 2010 en remplacement du fascicule 32 de janvier 2019.



EXPERTISE & INGÉNIERIE TERRITORIALE | BÂTIMENT | MOBILITÉS
| INFRASTRUCTURES DE TRANSPORT | ENVIRONNEMENT &
RISQUES | MER & LITTORAL

