



Laboratoire
Central
des Ponts
et Chaussées

**techniques et méthodes
des laboratoires des ponts et chaussées**

Guide technique



**Viaducs à travées indépendantes
à poutres précontraintes (VIPP)**

Les collections du LCPC

Le libre accès à l'information scientifique est essentiel pour favoriser la circulation du savoir et pour contribuer à l'innovation et au développement socio-économique. Pour que les résultats des recherches soient plus largement diffusés, lus et utilisés, l'Université Gustave Eiffel a fait le choix de numériser et de mettre à disposition en téléchargement gratuit, l'intégralité des ouvrages publiés dans les collections du LCPC de 1969 à 2014, du fait de son caractère patrimonial.

La collection « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées »

Issus de l'expertise du réseau scientifique et technique (RST), les ouvrages publiés dans la collection « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées » ont été conçus et rédigés en vue des applications sur le terrain par les professionnels du BTP. La collection se décline en deux séries : guide technique et méthode d'essai.

- La série « guide technique » réunit des synthèses de connaissances, fruits de groupes de travail nationaux associant partenaires publics et privés. Ces guides n'ont pas de valeur normative mais servent de support au développement des techniques.
- La série « méthode d'essai » réunit des méthodes à caractère normatif ou de recommandations. Les méthodes font l'objet d'une qualification par le service qualité du LCPC.

La collection « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées »

La collection ERLPC « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées » se décline en 8 séries thématiques : construction routière, environnement et génie urbain, géotechnique et science de la terre, mécanique et mathématiques appliquées, ouvrage d'art, physique chimie, sécurité et exploitation routières, sciences de l'ingénieur. Des mémoires de thèses ou d'habilitation à la direction de recherche, des résultats d'études générales et d'expérimentations en laboratoire et *in situ* ont été notamment publiés dans cette collection.

La collection « rapport de recherche du laboratoire central des ponts et chaussées »


De 1969 à 1990, les travaux de recherche les plus significatifs du LCPC ont été publiés dans la collection « rapport de recherche du laboratoire central des ponts et chaussées ». Cette collection historique a ensuite laissé la place à la collection « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées ».


La collection « actes des journées scientifiques du laboratoire central des ponts et chaussées »


Les ouvrages de la collection « actes des journées scientifiques du laboratoire central des ponts et chaussées » regroupent les communications présentées par les intervenants à l'occasion de manifestations scientifiques organisées ou co-organisées par le LCPC.

Les ouvrages des collections du LCPC sont diffusés sous la licence Creative Commons CC BY-NC-ND. Cette licence ne permet que la redistribution non commerciale de copies identiques à l'original. Dans ce cadre, les documents peuvent être copiés, distribués et communiqués par tous moyens et sous tous formats.



 Attribution — Vous devez créditer l'œuvre et intégrer un lien vers la licence. Vous devez indiquer ces informations par tous les moyens possibles mais vous ne pouvez pas suggérer que l'Université Gustave Eiffel vous soutient ou soutient la façon dont vous avez utilisé son œuvre.

 Pas d'utilisation commerciale — Vous n'êtes pas autorisé à faire un usage commercial de cette œuvre, tout ou partie du matériel la composant.

 Pas de modifications — Dans le cas où vous effectuez une adaptation, que vous transformez, ou créez à partir du matériel composant l'œuvre originale (par exemple, une traduction, etc.), vous n'êtes pas autorisé à distribuer ou mettre à disposition l'œuvre modifiée.

VIPP

Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes

Guide méthodologique
de surveillance et d'auscultation

Octobre 2001



Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
58, Boulevard Lefebvre, F 75732 Paris Cedex 15

Ce document a été établi à partir d'un important travail de recherche réalisé par J.-L. DUCHENE du Laboratoire régional de l'Est Parisien (LREP) en 1993, en collaboration avec J.-P. PERSY du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) et R. LAFUENTE du Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux (LRPC).

Un groupe de travail d'experts du réseau technique a été constitué en 1994 pour transformer ce rapport en guide méthodologique de surveillance et d'auscultation, à l'intention des laboratoires, bureaux d'étude et services gestionnaires d'ouvrages. Ce groupe était animé par N. ODENT du LREP, aujourd'hui au Service d'études techniques des routes et autoroutes (SETRA). Ses membres étaient :

- C. ABDUNUR (LCPC)
- J.-C. BASTET (LRPC d'Aix-en-Provence)
- P. BREVET (LCPC)
- A. CHABERT (LCPC)
- J. CHATELAIN (LCPC)
- R. CHAUSSIN (LCPC)
- P. DANTEC (LRPC de Clermont-Ferrand)
- B. GODART (LCPC)
- G. GRIMALDI (LRPC de l'Est Parisien)
- R. GUINEZ (LRPC de Blois)
- R. LAFUENTE (LRPC de Bordeaux)
- J.-P. PERSY (LCPC)
- A. RAHARINAÏVO (LCPC)
- J.-P. SUDRET (LRPC d'Autun)
- B. TONNOIR (LRPC de Lille)

Ce document a été relu attentivement par d'autres experts du Ministère et de la profession :

- C. BOIS (Mission d'Inspection Générale Spécialisée en Ouvrages d'Art)
- Y. JAFFRÉ (SETRA)
- P. JARTOUX (FREYSSINET)
- D. POINEAU (SETRA)
- P. TROUILLET (Mission de Contrôle des Sociétés Concessionnaires d'Autoroutes)
- P. XERCAVINS (P.X.Consultants).

Sa version définitive est issue de la relecture détaillée de R. CHAUSSIN, A. CHABERT et P. DANTEC, respectivement Directeur technique du pôle Ouvrages d'art, au moment de la rédaction de ce document, et animateurs de la commission de recherche Ouvrages d'art en construction et en service, du réseau des laboratoires des Ponts et Chaussées.

Diffusion

Cet ouvrage est disponible au :
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
IST-Diffusion
58, boulevard Lefebvre
F 75732 Paris cedex 15
Téléphone : 01 40 43 50 20
Télécopie : 01 40 43 54 95
Internet : <http://www.lcpc.fr>

Prix : 180 F/ 27,44 euros HT

Ce document est propriété du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et ne peut être reproduit, même partiellement, sans l'autorisation de son Directeur général (ou de ses représentants autorisés).

© 2001 - LCPC
ISBN 2-7208-3104-2

Sommaire

■ Introduction	5
● Position du problème	5
● Démarche générale du guide	5
■ Notions techniques générales sur les VIPP	7
● Domaine d'application - Portées courantes des travées	7
● Morphologie des tabliers des VIPP	8
● Réalisation des tabliers de VIPP	11
● Conclusion	12
■ Pourquoi ces ouvrages ont-ils besoin d'une démarche particulière de surveillance ?	13
● Les VIPP sont des structures à travées indépendantes	13
● Sur les VIPP, les premières fissures de flexion apparaissent lorsque les déficits de précontrainte sont déjà très importants	13
● Les VIPP sont des structures fragilisables par corrosion des armatures de précontrainte près des appuis	14
● Pour les VIPP, la qualité de la protection des câbles est primordiale	14
● Les VIPP sont des structures grêles à exécution fractionnée	14
● Les VIPP ont été construits en très grand nombre aux débuts de la précontrainte	16
■ Organigramme décisionnel d'aide au diagnostic de la précontrainte d'un VIPP et à la gestion de l'ouvrage	19
● Organigramme synthétique de la méthodologie	19
● L'inspection détaillée du VIPP, point de départ de la méthodologie	20
■ Principaux désordres apparents graves des VIPP	23
● Défauts des poutres	23
● Défauts du hourdis précontraint transversalement	26
● Défauts des entretoises contenant des câbles de précontrainte transversale	27
■ Recensement des causes de déficits anormaux de précontrainte	29
● Déficits de précontrainte dus à la corrosion des armatures	29
● Déficits non liés à la corrosion des armatures	32

■ Investigations, résultats et suites à donner	33
● N1 - Niveau 1 d'investigations	33
● N2 - Niveau 2 d'investigations	36
● N3 - Niveau 3 d'investigations	43
 Annexe - Évolution de la technique de construction du béton précontraint	 47
● Considérations générales	47
● Évolution de la technique du béton précontraint par post-tension	48
● Rappel des textes réglementaires sur le béton précontraint	67
● Conclusions	68
 Références bibliographiques	 69

Introduction

■ Position du problème

Certains VIPP (viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes) ont récemment dû être détruits et reconstruits à la suite de désordres mettant gravement en cause leur aptitude à supporter les charges normales d'exploitation.

Il s'est avéré que leur dysfonctionnement était consécutif à de forts déficits de précontrainte, liés à la corrosion ou à la rupture d'armatures, non décelés lors d'examens classiques antérieurs (inspections détaillées), car aucun signe extérieur n'avait pu les révéler.

De plus, dans les premiers ouvrages en béton précontraint, les aciers passifs longitudinaux étaient très réduits, tant en section qu'en nombre. En effet, leur rôle était limité à la rigidification de la cage de ferrailage, constituée des cadres nécessaires à la reprise des efforts tranchants résiduels et à la fixation des conduits de précontrainte. Il ne peut donc être attendu, pour ces ouvrages, de ductilité de la part des aciers passifs et la rupture des armatures de précontrainte peut alors entraîner rapidement la ruine de l'ouvrage.

Pour ce type de structure, l'apparition des premiers signes tangibles, tels que fissures de flexion ou fissures d'effort tranchant, correspond à une telle diminution de l'effort de précontrainte qu'il ne reste plus qu'à condamner l'ouvrage, en l'absence de moyens de diagnostic fiables permettant d'évaluer la précontrainte résiduelle de l'ouvrage et son devenir.

La découverte de ces cas pathologiques a fait prendre conscience de la nécessité de définir une méthodologie particulière de surveillance, d'auscultation et de diagnostic de ces structures, car l'enjeu est de sauvegarder un parc estimé entre 1 200 et 1 500 ouvrages.

On présente, dans ce guide, une méthodologie de dépistage de désordres graves pouvant affecter la précontrainte d'un VIPP, différente de celle des autres structures.

■ Démarche générale du guide

La structure générale s'articule en six points principaux :

- ❶ Donner les caractéristiques techniques générales.
- ❷ Expliquer pourquoi ces ouvrages ont besoin d'une démarche particulière de surveillance.
- ❸ Décrire les désordres apparents graves, symptomatiques d'une diminution importante des efforts de précontrainte.

- ④ Recenser et classer toutes les causes de diminution anormale de l'effort de précontrainte.
- ⑤ Proposer une méthodologie d'auscultation, de surveillance et d'actions à entreprendre.
- ⑥ Présenter l'évolution de la conception, des technologies et des modes d'exécution des ponts à poutres précontraintes sur plusieurs périodes, de façon à bien préciser pour chacune d'elles les conditions de réalisation et l'état des connaissances.

Ce guide avec son organigramme ont été conçus dans l'objectif d'aider les techniciens dans l'établissement de leur diagnostic et les gestionnaires d'ouvrages dans leurs décisions de maintenance de leur patrimoine et de maintien de la sécurité des usagers de la route.

Lorsque des symptômes inquiétants vis-à-vis de l'intégrité de la précontrainte apparaissent, il est indispensable qu'un bureau d'études soit associé au laboratoire lors de l'expertise, pour évaluer les risques et les mécanismes de rupture éventuels.

Notions techniques générales sur les VIPP

Il nous paraît utile, pour la bonne compréhension des développements ultérieurs, d'apporter ou de rappeler au lecteur quelques notions techniques générales sur les VIPP permettant de bien cerner cette catégorie d'ouvrages.

Tout d'abord, précisons que l'appellation VIPP a été donnée en 1967 aux viaducs à travées indépendantes à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension par les ingénieurs du Service spécial des autoroutes (actuellement SETRA) dans le cadre d'un dossier-pilote destiné à la conception des ouvrages autoroutiers [1]. Notons que les notions de préfabrication et de post-tension ne sont pas incluses dans le sigle.

■ Domaine d'application **Portées courantes des travées**

La travée indépendante à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension couvre une gamme de portées s'étendant de 30 à 50 m, voire exceptionnellement plus de 60 m (pont de Saint-Waast à Valenciennes et pont de l'Hippodrome à Lille, construits entre 1947 et 1951). À la limite inférieure, elle assure la relève des poutres en béton armé. À la limite supérieure, elle est relayée par des structures isostatiques plus légères ou hyperstatiques [1], [2] et [3].

Le VIPP, par l'absence de cintre et le lancement individuel de poutres préfabriquées, constitue la solution qui permet d'assurer le franchissement d'obstacles non courants pour lesquels il est nécessaire ou économique de réaliser des ouvertures importantes de brèche :

- rivière ou canal lorsque les problèmes de navigation n'imposent pas de dégager des gabarits exceptionnels,
- succession d'obstacles de faible portée, mais rapprochés (routes, voies ferrées), pour lesquels des ouvrages isolés ne seraient pas compétitifs,
- voies de circulation importantes si l'on ne veut pas restreindre notablement le trafic pendant la construction de l'ouvrage,
- vallée tourbeuse en remplacement d'un remblai.

Ces cas d'emploi se justifient normalement lorsque la hauteur de franchissement atteint 10 à 25 m au-dessus du sol. Cependant, des appuis pouvant atteindre 70 m de hauteur

et même davantage, pour des travées de 50 m de portée, ne constituent pas, compte tenu des méthodes modernes de construction des piles, un non-sens technique ou économique [4].

■ Morphologie des tabliers des VIPP

◆ Poutres (fig. 1)

➤ Hauteur

En élévation, la hauteur économique des poutres est voisine du $1/17$ de la portée. On voit très couramment des poutres de 2 m de hauteur pour 35 m de portée et 3 m pour 50 m de portée. Le poids de telles poutres est respectivement de l'ordre de 70 et 170 t. Dans les VIPP des toutes premières générations, les poutres sont plus légères et leur élanement peut dépasser $1/20$, voire $1/25$ avec un entraxe réduit.

➤ Espacement

Il est couramment compris entre 2,5 et 3,5 m, exceptionnellement 4 m. Une diminution de l'espacement entre les poutres entraîne des difficultés de manutention. Toutefois, les poutres des premiers VIPP sont beaucoup plus nombreuses avec un entraxe réduit, de 1,5 à 2 m, à cause de leur élanement.

➤ Âme

L'âme est en général épaissie sur les quarts extrêmes, c'est-à-dire entre l'appui et la première entretoise. L'épaisseur minimale des âmes est de 20 cm dans les VIPP modernes, si le béton est vibré par l'extérieur du coffrage, et de 25 cm, si l'on prévoit des « cheminées » de vibration. L'épaisseur des âmes des poutres légères des ouvrages les plus anciens n'est que de 14 à 15 cm et le béton y est mis en place par vibration des coffrages.

➤ Talon

La partie supérieure du talon est en général inclinée sous forme de gousset, de façon à faciliter le bétonnage et le relevage des câbles longitudinaux. L'angle d'inclinaison sur l'horizontale est au minimum de 45° . La largeur du talon varie de 60 à 80 cm et la hauteur des faces latérales est comprise entre 10 et 20 centimètres.

➤ Membrane supérieure

La largeur de la table de compression est fonction de la portée (à titre indicatif $1/30$ et $1/40$). C'est ce rapport qui conditionne la vérification au déversement. L'épaisseur minimale des extrémités de table est égale à l'épaisseur du hourdis si les câbles transversaux sont enfilés dans des réservations traversant ces membrures.

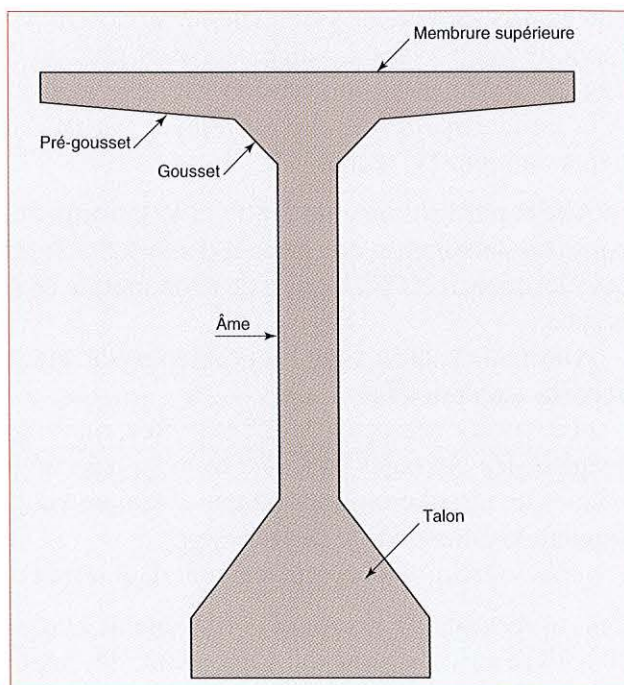


Fig. 1 - Parties d'une poutre.

Par contre, si le hourdis est coulé au-dessus des poutres, l'épaisseur minimale de la table peut être réduite à 10 cm environ. La table est raccordée à l'âme par deux séries de goussets. Les premiers ont une pente comprise entre $1/10$ et $1/5$ (pré-goussets) et les seconds forment un angle de 45° à 60° avec l'horizontale.

◆ Entretoises (fig. 2)

La conception des entretoises est régie selon trois critères.

➤ Répartition

L'entretoisement a été progressivement réduit pour aboutir à une disposition courante dans les années 1960 : deux entretoises sur appuis et trois entretoises intermédiaires. Dans un souci de simplification, ces dernières sont souvent absentes dans les ouvrages les plus récents. Certains ouvrages ne comportent même aucune entretoise. Cette disposition engendre des efforts importants dans les hourdis. Il est donc préférable de concevoir systématiquement des entretoises sur appuis.

➤ Géométrie

Leur épaisseur est rarement inférieure à 25 cm. Leur hauteur est généralement inférieure à celle de la poutre. On ménage un dégagement de l'ordre de 50 cm sur appui pour faciliter les opérations de mise en place des poutres et d'accès aux murs garde-grève.

➤ Réalisation

Usuellement, les entretoises sont précontraintes. Des amorces d'entretoises sont fréquemment coulées avec les poutres.

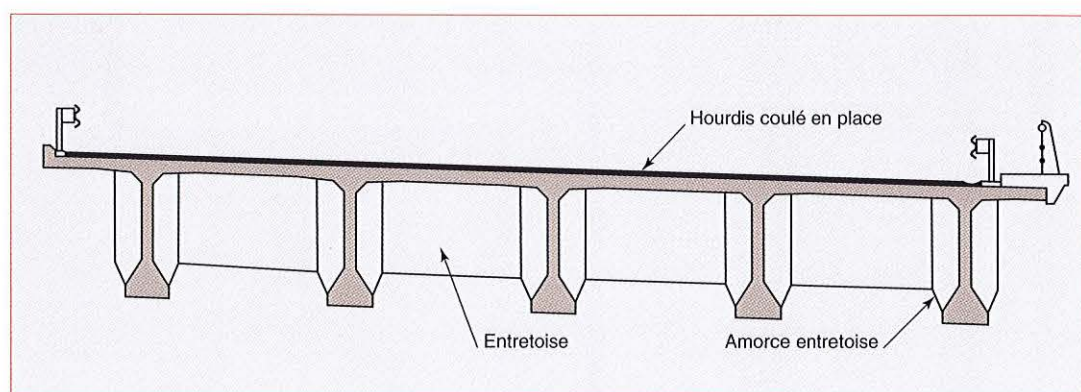


Fig. 2 - Entretoises.

◆ Hourdis supérieur - Renformis (fig. 3)

Coulé en place, il est en béton armé ou en béton précontraint. Des hourdis en béton armé se justifient uniquement pour les ponts étroits, de largeur inférieure à 10 m, pour lesquels le coût des ancrages de précontrainte est trop onéreux. La précontrainte transversale améliore la reprise entre les parties préfabriquées et celles coulées en place. Elle est donc le complément indispensable d'une technologie avec hourdis coulé entre les tables supérieures des poutres préfabriquées sans aciers en attente. Aujourd'hui, le hourdis est systématiquement en béton armé et coulé par dessus les poutres. À la rigueur, on peut envisager une précontrainte transversale pour les ouvrages très larges. L'épaisseur du hourdis varie de 16 à 20 cm suivant l'espacement des poutres.

Pour assurer un dévers, il existe plusieurs possibilités.

➤ Solutions avec hourdis intermédiaire

- appliquer un renformis général,
- déniveler les poutres sur appuis et appliquer des renformis locaux,
- utiliser des poutres avec une table supérieure inclinée.

Pour améliorer le profil en long de l'ouvrage, compte tenu des déformations des poutres sous l'effet de la précontrainte (contre-flèche), les ouvrages sont généralement recouverts d'un renformis général.

➤ Solutions avec hourdis coulé par-dessus

Aujourd'hui, le profil en long et le dévers sont assurés par la forme du hourdis coulé par dessus ; il n'est plus nécessaire de prévoir de renformis [3].

◆ Travées courbes

La courbure est obtenue en faisant varier le débord du hourdis par rapport aux poutres de rive. La jonction de deux travées s'effectue en prolongeant le hourdis en encorbellement au-delà de l'about des poutres. Pour des raisons pratiques, le rayon de courbure ne peut descendre en dessous d'environ quinze fois la portée.

◆ Précontrainte transversale

Sa valeur est en général comprise entre 50 et 70 tonnes-force (environ 0,5 à 0,7 MN) par mètre linéaire de tablier.

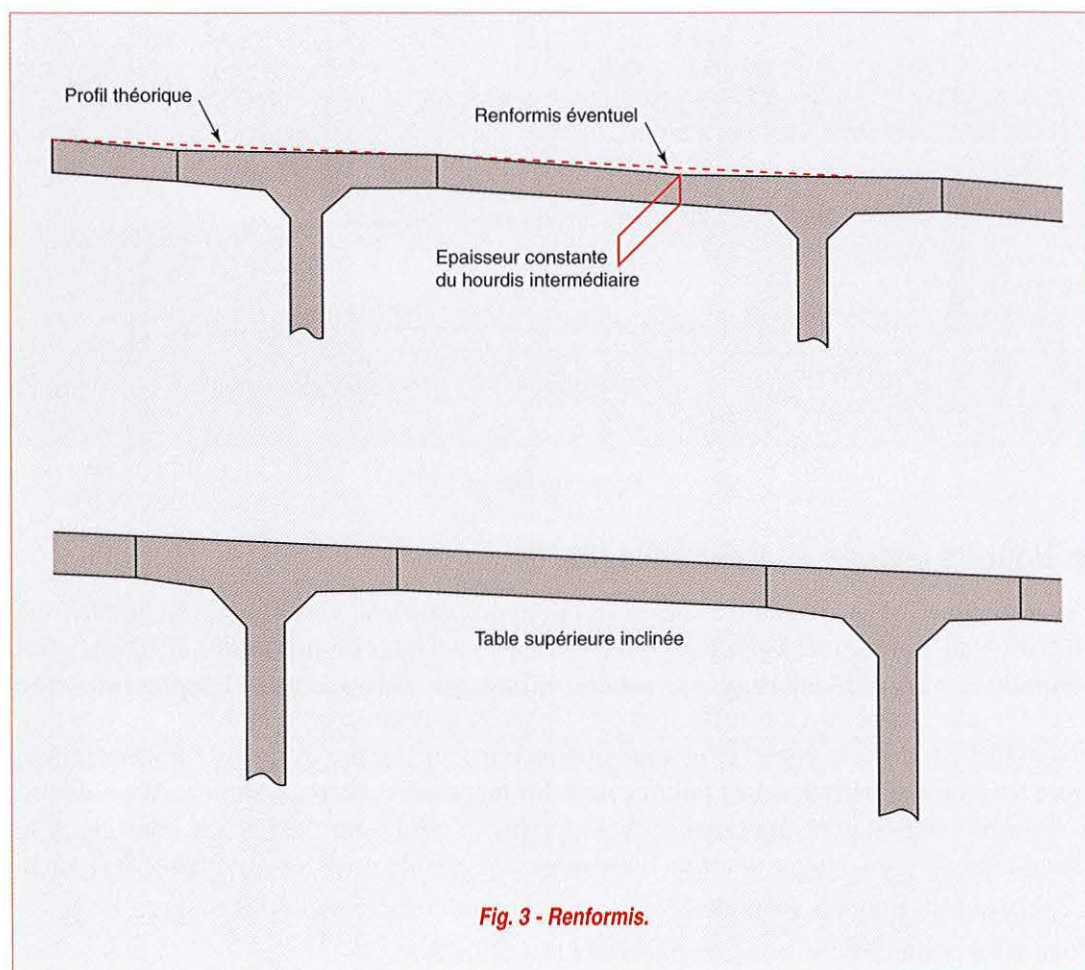


Fig. 3 - Renformis.

- Sur les ponts anciens avec hourdis intermédiaire, les ancrages des câbles transversaux sont presque toujours situés dans les membrures supérieures des poutres de rive, celles-ci comportant des conduits transversaux permettant l'enfilage des armatures de précontrainte. Dans certains ponts, les câbles ont été posés dans des rainures et recouverts par un simple renformis.
- Quand le hourdis est coulé par-dessus, les câbles sont posés sur les poutres, en évitant le contact direct.

◆ Précontrainte longitudinale

Elle comprend deux familles :

- les câbles ancrés aux abouts et tendus en première phase (première famille),
- les câbles relevés en travée, ancrés dans des encoches réservées dans le tablier et tendus en seconde phase, après durcissement du hourdis (seconde famille).

■ Réalisation des tabliers des VIPP

La réalisation comporte habituellement quatre phases [4].

◆ Première phase : préfabrication des poutres

- mise en place du ferrailage sur le fond de moule (fig.4),
- réglage des coffrages latéraux,
- bétonnage,
- durcissement accéléré éventuellement,
- décoffrage et mise en précontrainte des poutres qui concerne la première famille de câbles (ceux ancrés aux abouts), dont l'effort représente environ 65 % de la précontrainte totale,
- ripage et mise sur aire de stockage,
- injection des conduits des armatures tendues.

◆ Deuxième phase : mise en place des poutres et leur solidarisation par bétonnage

La mise en place s'effectue par lancement ou ripage.

Le bétonnage des parties intermédiaires d'entretoises entre amorces préfabriquées, des hourdis entre poutres et des hourdis en encorbellement s'effectue dans des coffrages accrochés aux poutres.

◆ Troisième phase : mise en précontrainte complémentaire

Cette phase ne concerne que les câbles relevés en travée (seconde famille). Elle intéresse aussi la précontrainte transversale du hourdis et des entretoises.

◆ Quatrième phase : réalisation des superstructures

L'ossature étant achevée, on procède à la mise en place des équipements : renformis éventuel, chape d'étanchéité, glissières, garde-corps, enrobé, joints, etc. Lorsque cela est possible, on réalise une partie des superstructures avant la mise en précontrainte totale de chaque poutre, afin de réduire la compression dans le talon.

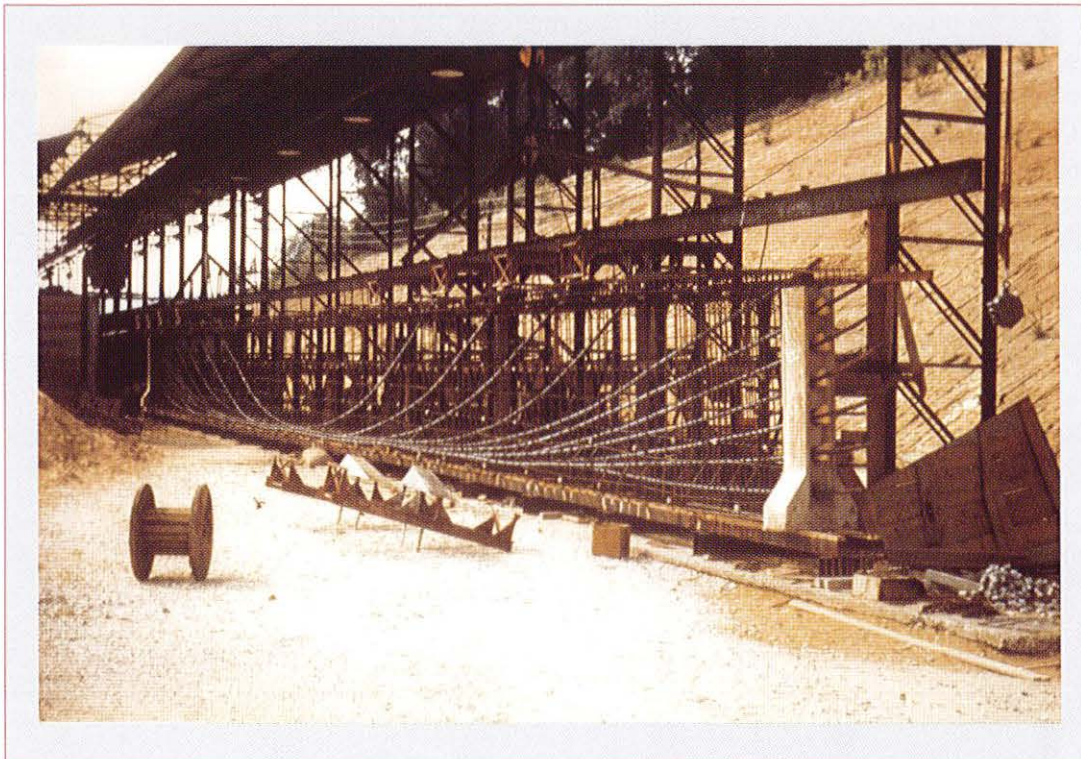


Fig. 4 - Ferrailage d'une poutre.

■ Conclusion

Ce bref survol de la technique des VIPP ne saurait traduire la diversité des ouvrages effectivement réalisés. Nous donnons en annexe quelques exemples de structures proches des VIPP et de configurations atypiques.

Signalons ici qu'un nouveau guide de conception des ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension vient d'être édité par le SETRA [3]. Il constitue une mise à jour de l'ancien dossier-pilote VIPP 67, pour prendre en compte l'évolution des règlements de calculs en béton précontraint (BPEL 1991, etc.). Il comprend, notamment, un chapitre sur la conception générale de ce type de structure ainsi qu'un chapitre sur sa conception détaillée et un autre sur son exécution.

Pourquoi ces ouvrages ont-ils besoin d'une démarche particulière de surveillance ?

Nous allons examiner maintenant les raisons principales pour lesquelles les VIPP nécessitent une démarche particulière de surveillance.

■ Les VIPP sont des structures à travées indépendantes

Vis-à-vis de la flexion longitudinale et, par cela-même, les VIPP souffrent comme toutes les structures isostatiques d'un manque de réserve à la rupture, en cas de dépassement défavorable des actions qui s'y appliquent. Les actions pouvant entraîner la ruine d'une structure précontrainte isostatique sont les surcharges exceptionnelles, et/ou un déficit excessif de la précontrainte, dont les causes possibles font l'objet d'un développement particulier au chapitre concernant *Le recensement des causes de déficits anormaux de précontrainte*. Au regard du critère d'isostaticité, on peut englober dans la famille des VIPP les ponts à poutres-caissons à travée indépendante.

L'apparition de fissures de flexion est susceptible de créer une rotule dans une section. La poutre fissurée devient alors hypostatique. L'épuisement complet d'une section est obtenu d'autant plus vite, dans les ouvrages anciens, que l'on ne dispose quasiment pas d'aciers passifs susceptibles de s'opposer à l'ouverture exagérée de fissures, supposée impossible de par la compression permanente du béton. Il existe toutefois des possibilités de redistribution transversale des efforts dans les VIPP munis d'entretoises solidarissant les poutres entre elles. Bien sûr, c'est intéressant si l'ensemble des poutres n'est pas atteint au même degré par les pertes de précontrainte et si la précontrainte transversale est restée suffisamment saine.

■ Sur les VIPP, les premières fissures de flexion apparaissent lorsque les déficits de précontrainte sont déjà très importants

Il est aisé de confirmer cette assertion par l'examen de quelques notes de calcul d'ouvrages.

En étudiant les poutres prises isolément (c'est-à-dire sans l'action de l'entretoisement), on constate que la première fissuration s'initie en présence de charges d'exploitation courantes lorsque la diminution de l'effort normal atteint 40 à 50 % de la valeur

théorique en service, dans la gamme des portées les plus fréquentes [5]. Dans cette configuration, les fissures ne sont pas ou sont peu ouvertes à vide. Ce sont les charges d'exploitation qui provoquent leur ouverture. Leur détection visuelle, hors chargement, est donc quasiment impossible à ce niveau de dégradation, d'autant plus que la redistribution transversale par les entretoises masque souvent le phénomène.

Les VIPP sont normalement conçus pour supporter, à rupture, des charges d'exploitation voisines du double des charges réglementaires. Si la corrosion entraîne une diminution de l'ordre de 40 % de la section des armatures, l'ouvrage n'admet plus qu'un dépassement de l'ordre d'un tiers de sa charge d'exploitation nominale avant de se rompre, ceci pour des portées moyennes de l'ordre de 35 mètres.

Ces développements montrent bien que l'on ne peut absolument pas se baser sur l'absence de fissures de flexion pour en déduire que l'ouvrage est sain.

■ Les VIPP sont des structures fragilisables par corrosion des armatures de précontrainte près des appuis

Des fissures de flexion-effort tranchant peuvent apparaître brutalement près des appuis, au passage d'une charge exceptionnelle, sans que des signes avant-coureurs se soient manifestés, si la seule résistance à la traction du béton suffit à assurer l'intégrité des sections concernées, sous trafic habituel. Il y a risque de rupture quand les aciers passifs verticaux et longitudinaux n'ont qu'une présence « symbolique » dans la zone en cause. Ce risque est d'autant plus grand que les travées comportent un faible nombre de poutres et qu'il n'existe pas d'entretoises intermédiaires.

■ Pour les VIPP, la qualité de la protection des câbles est primordiale

En effet, ceux-ci sont ancrés dans des zones très sensibles :

- **à l'about des poutres**, sous les joints de chaussée, rarement étanches. Les zones d'about sont souvent affectées par des ruissellements importants qui ne demandent qu'à cheminer dans les conduits si les cachetages sont défectueux, ou le deviennent, et les conduits pas parfaitement remplis par un coulis très compact,
- **en table supérieure**, où les défauts de l'étanchéité (voire son absence) conduisent rapidement à la corrosion des câbles relevés en travée, qui n'ont pas été correctement protégés.

Si l'on compare les VIPP aux ouvrages hyperstatiques à voussoirs, on constate que ces derniers sont moins sensibles aux défauts d'injection, car les zones d'ancrage sont bien protégées des risques de pénétration d'eau (sections de joints entre voussoirs pour les câbles de fléau et bossages à l'intérieur des caissons pour les câbles de continuité), sauf aux abouts.

■ Les VIPP sont des structures grêles à exécution fractionnée

Cela n'est pas très favorable à leur pérennité.

◆ Effets de la géométrie

La protection des armatures par le béton est réduite au minimum pour assurer un bon rendement de la section du point de vue mécanique et diminuer le poids des poutres préfabriquées à manutentionner.

En général, ce ne sont pas des considérations de résistance qui conditionnent l'épaisseur des âmes mais plutôt les possibilités de bétonnage, ce qui explique les faibles épaisseurs constatées (cf. chapitre précédent, poutres). Les techniques de vibration ont connu une évolution technologique concomitante à celle de l'épaisseur des âmes : de façon quasi systématique jusqu'en 1955 environ, la vibration se fait sur fond de coffrage et coffrages latéraux (donc sans besoin de cheminées de bétonnage, âmes très minces, « petits câbles »). Ensuite, avec l'exécution de poutres plus espacées, avec des âmes plus épaisses, la vibration par les coffrages est abandonnée. La vibration uniquement par aiguilles pour ce type de tablier concerne donc des ouvrages plus récents.

Mais il est important que le concepteur ait une bonne connaissance des technologies de coffrage, de mise en place et de vibration du béton, envisagées pour l'ouvrage, afin d'éviter de sérieux défauts de bétonnage constituant l'une des causes principales de refus des poutres sur chantier, surtout si le béton est trop sec.

Les nids de cailloux sous les talons n'ont pas toujours été repérés à la construction, car ils peuvent être masqués par une couche de laitance. Dans un tel cas, les agents agressifs (air, eau, etc.) peuvent facilement venir au contact des armatures de précontrainte (fig. 5).

Les enrobages minimaux des armatures (actives ou passives), rendent ces poutres potentiellement sensibles aux agressions de l'environnement (gel, atmosphère corrosive, humidité), surtout en présence de défauts d'exécution du béton. Les risques de corrosion sont accentués par le fait que la surface spécifique de ce type de structure est importante, c'est-à-dire la surface en contact avec le milieu extérieur.

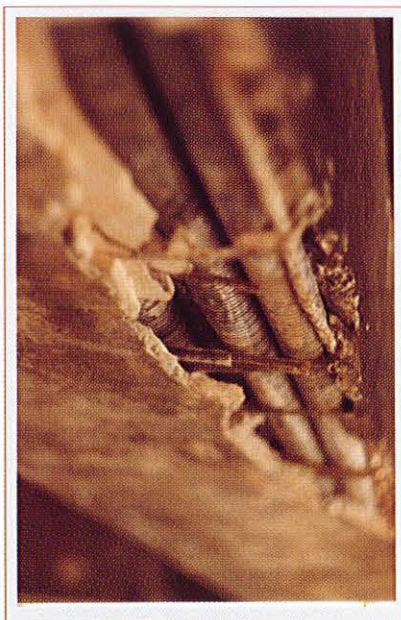


Fig 5 - Défaut dans un talon de poutre.

◆ Effets de l'exécution fractionnée consécutive de la préfabrication

La préfabrication des poutres d'un tablier est un des avantages des VIPP (rapidité d'exécution, simplicité, économie, etc.). Mais il s'agit d'une préfabrication *in situ* qui n'apporte pas les mêmes garanties que la préfabrication en usine, réalisée dans de meilleures conditions. Par exemple, l'importance des poutres peut entraîner, en cas de panne de centrale de chantier, des reprises de bétonnage accidentelles qui constituent des entrées préférentielles d'eau vers les câbles.

Cette préfabrication induit dans les structures des discontinuités transversales qui peuvent s'avérer préjudiciables pour les hourdis et entretoises. En effet, les hourdis entre poutres et amorces d'entretoises sont coulés en place et ne sont liaisonnés aux

poutres que par la précontrainte transversale, compte tenu de la difficulté de laisser des aciers passifs en attente sur les côtés de la table de compression des poutres préfabriquées. Les nombreux raccords des conduits transversaux ne sont pas favorables à une bonne injection.

◆ Effets du phasage des mises en tension

Le dimensionnement des poutres impose qu'on diffère certaines opérations de mise en tension, notamment pour les câbles ancrés en table supérieure. Cela peut entraîner des désordres graves si des précautions spéciales ne sont pas prises pour protéger les armatures ou les conduits en phase d'attente (obturation provisoire des conduits et pose d'un orifice de vidange en point bas pour empêcher un remplissage par l'eau et le gel en période hivernale). Ces désordres peuvent motiver, dans les cas extrêmes, une décision de démolition des poutres.

Par ailleurs, l'échelonnement éventuel des mises en tension des câbles ancrés aux abouts sur plaques préfabriquées peut provoquer des décollements à l'interface plaque d'about/poutre qui sont aussi des entrées potentielles d'eau dans les conduits.

■ Les VIPP ont été construits en très grand nombre aux débuts de la précontrainte

La première réalisation de cette famille est vraisemblablement le pont sur Medjerdah à Jedeïda en Tunisie (vers 1942).

Le développement de la précontrainte, opérationnelle à la sortie de la deuxième guerre mondiale, a coïncidé avec un énorme besoin en construction d'ouvrages d'art :

- reconstruction des ouvrages détruits pendant les hostilités : cela représente à la fin de la guerre environ 7 000 ouvrages, soit une longueur cumulée de brèche de 200 km et une longueur effective totale de reconstruction de 250 km [6],
- construction d'ouvrages dans le cadre du développement du réseau autoroutier : l'autoroute, dans sa définition française, est déjà à l'époque une voie sans croisement à niveau, ce qui induit un nombre important de franchissements à construire.

Dans ce contexte, la structure de type VIPP est très utilisée puisque, en 1966, on comptabilise 720 ouvrages de ce type en service, pour 470 ponts-dalles et 135 autres ouvrages en béton précontraint [6]. On voit donc qu'au début de la précontrainte, les VIPP représentent plus de la moitié des ouvrages en béton précontraint (fig. 6).

Ces ouvrages, en service depuis près de cinquante ans aujourd'hui pour certains, ont naturellement subi les errements de l'époque que nous détaillons au chapitre « Recensement des causes de déficits anormaux de précontrainte » et en annexe. Précisons simplement que les ingénieurs, à cette époque, ont à faire face à tous les problèmes de mise au point de cette technique révolutionnaire et que la protection des armatures ne passe pas obligatoirement au premier rang de leurs préoccupations. Ce n'est qu'à la fin des années 1960 que l'on prend nettement conscience de la nécessité de protéger totalement, efficacement et durablement les armatures de précontrainte de l'action destructrice de l'eau.

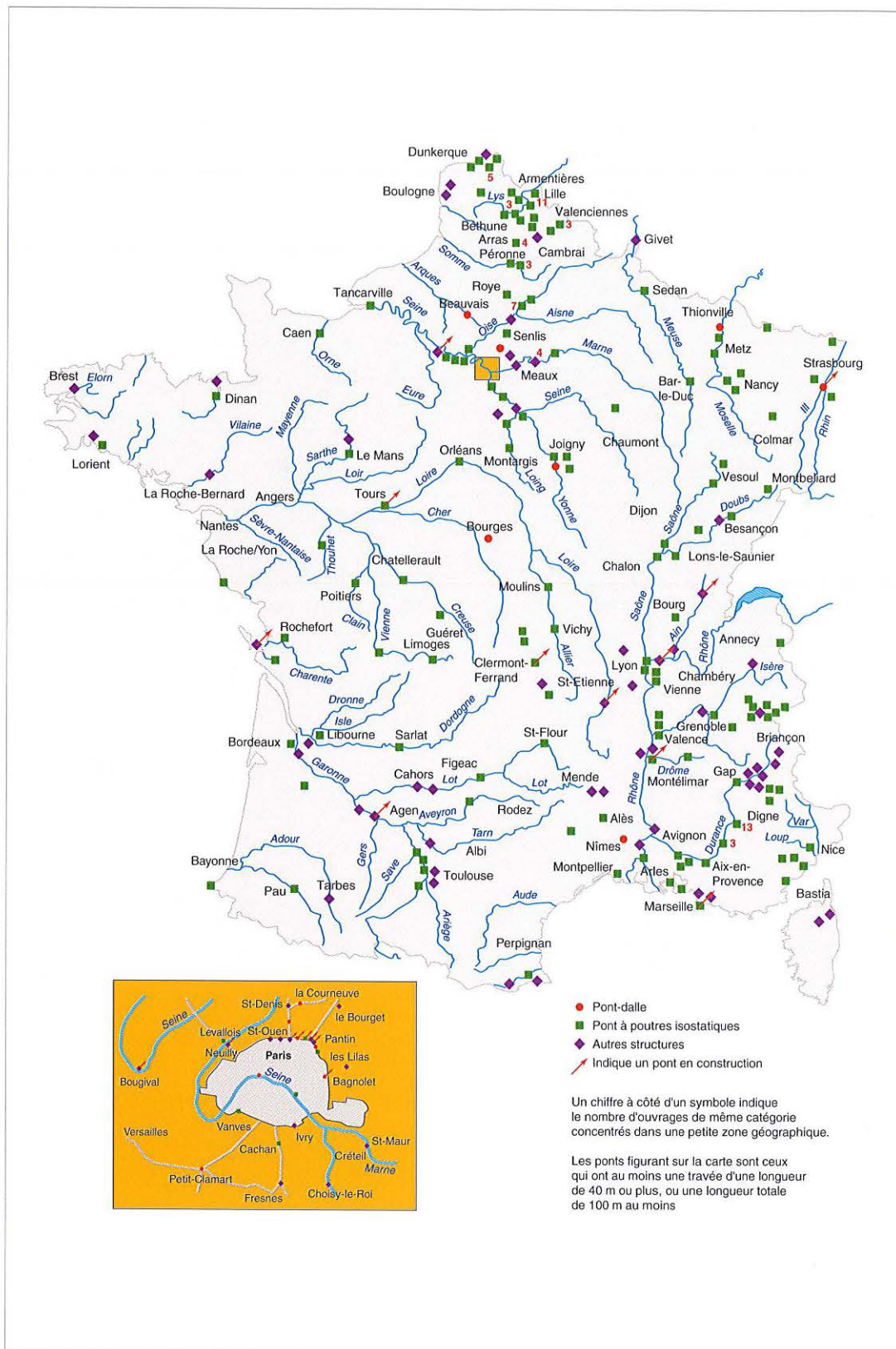


Fig. 6 - Les principaux ponts en béton précontraint en 1966 [6].

Organigramme décisionnel d'aide au diagnostic de la précontrainte d'un VIPP et à la gestion de l'ouvrage

La précontrainte d'un VIPP est l'élément essentiel à sa sécurité, mais n'est pas la seule donnée à prendre en compte pour le diagnostic global de l'ouvrage. Bien sûr, comme pour n'importe quel autre type de structure, la stabilité des appuis, l'état des appareils d'appui et des joints de chaussée, etc. sont autant de points à considérer pour évaluer l'état de l'ouvrage. Ces derniers éléments ne nécessitent donc pas un traitement particulier aux VIPP et les textes réglementaires et méthodologiques les concernant s'appliquent *a priori* sans difficultés particulières et ne sont pas repris dans ce chapitre.

■ Organigramme synthétique de la méthodologie

La méthodologie de surveillance et d'auscultation proposée dans ce guide est présentée de façon synthétique sur l'organigramme dessiné dans ce chapitre.

Elle repose sur deux principes.

◆ La réalisation d'une inspection détaillée

Elle est destinée à détecter la présence de désordres apparents graves permettant d'émettre des doutes sur l'état de la précontrainte. Cette inspection doit être conforme aux prescriptions de l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art de la Direction des routes, du ministère de l'Équipement, notamment de son fascicule 32.1 (ponts en béton précontraint, ouvrages courants) du 19 octobre 1979.

◆ La précontrainte d'un VIPP de première génération

Un VIPP antérieur à 1967, donc construit avant la directive provisoire sur l'exécution des ponts en béton précontraint d'août 1966 et le dossier-pilote du SETRA de 1967 [1], est à considérer comme douteuse *a priori* et doit faire l'objet de vérifications particulières, même en l'absence de constatations visuelles alarmantes lors de l'inspection détaillée. Ce qu'on appelle « précontrainte d'un VIPP de première génération » recouvre en fait une période de 25 ans, assez fortement évolutive, pour laquelle nous donnons en annexe les étapes les plus importantes, marquées par l'apparition de la

concurrence, de câbles de plus en plus puissants et la prise de conscience de la nécessité de leur protection pour en assurer la pérennité. Il serait donc à cet égard un peu trop simpliste de s'en tenir à une dichotomie entre ce qui a été construit avant et après 1967. Ces principes généraux étant posés, le dépistage des défauts affectant la précontrainte d'un VIPP nécessite, selon leur gravité, trois niveaux d'investigations :

➤ Niveau 1 (N1)

Analyse approfondie du dossier d'ouvrage, complétée par une évaluation de l'état de l'injection des conduits de précontrainte faite par sondages gammagraphiques, radiographiques ou radioscopiques, suivant l'environnement de l'ouvrage, ses conditions d'accès et l'épaisseur des parois. Cette méthodologie s'applique pour tous les VIPP, quelles que soient les observations faites lors de leur inspection détaillée. Les méthodes citées ci-avant imposent des distances de radioprotection qui peuvent gêner l'utilisation. Aussi, peut-on être amené, dans certains cas, à décider d'observations de niveau N2 préalablement aux investigations nécessitant l'utilisation de sources de rayonnement de forte puissance.

➤ Niveau 2 (N2)

Évaluation qualitative de la précontrainte, par ouverture de fenêtres pour examiner l'état des câbles et, éventuellement, procéder à des prélèvements de matériaux pour déterminer leurs caractéristiques par analyse en laboratoire, si les examens précédents ou la date de construction de l'ouvrage (avant 1967) occasionnent des doutes sur l'état de la précontrainte. Si le béton présente des lacunes, des éclatements, des épaufrures, situés à des endroits stratégiques, on peut éviter d'ouvrir des fenêtres, ou en limiter le nombre, en pratiquant les examens et prélèvements dans les zones affectées.

➤ Niveau 3 (N3)

Évaluation de la capacité portante résiduelle de l'ouvrage, par différents essais locaux ou globaux sur la précontrainte et la structure, en vue de permettre un recalcul de l'ouvrage, si les résultats du niveau précédent d'investigations sont alarmants.

Nous développons, au chapitre « Investigations, résultats et suites à donner », le contenu de ces trois phases, en indiquant, en fonction des résultats donnés par les différents types d'investigations, le niveau de surveillance requis pour l'ouvrage et, éventuellement, les actions techniques à entreprendre pour lui assurer un niveau de service convenable.

■ L'inspection détaillée du VIPP, point de départ de la méthodologie

L'inspection détaillée (y compris l'examen obligatoire du dossier d'ouvrage) devra être réalisée conformément aux prescriptions réglementaires et notamment aux fascicules 10 à 12, 21 et 22 et 32-1 de la deuxième partie de l'Instruction technique du ministère de l'Équipement, relative à la surveillance et à l'entretien des ouvrages d'art.

Elle doit s'attacher à dépister des symptômes de déficits inquiétants de précontrainte ou de risques de corrosion des armatures actives (fig. 7).

La synthèse des observations aboutit à trois cas possibles :

➤ **cas 3** : désordres graves vis-à-vis de la précontrainte (voir au chapitre concernant les « Principaux désordres apparents graves des VIPP » la liste de ces défauts),

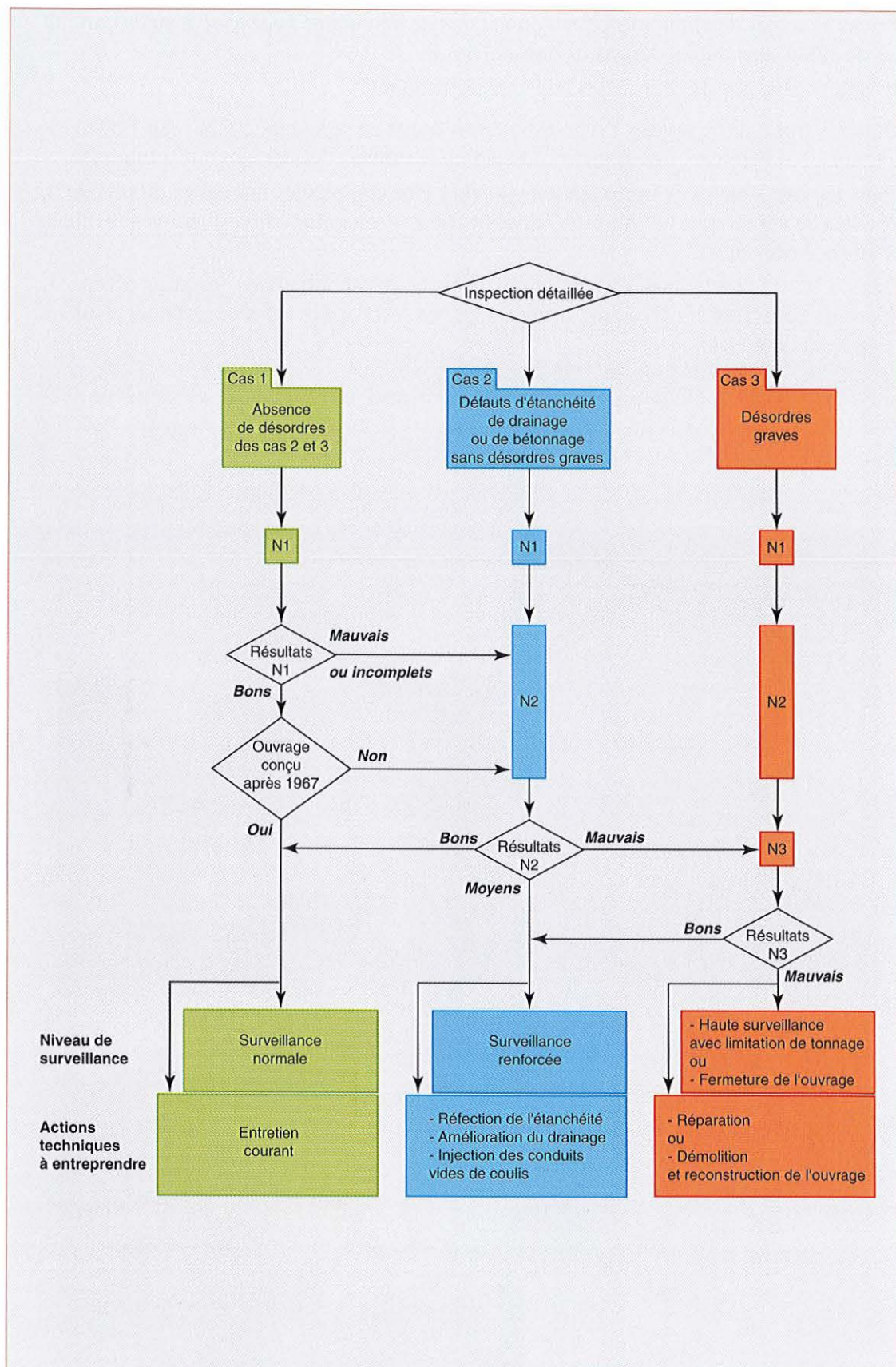


Fig. 7 - Organigramme de l'inspection détaillée.

➤ **cas 2** : traces de circulation d'eau ou défauts de bétonnage avec mise à nu de conduit ou de câble sans autres désordres graves (fig. 8),

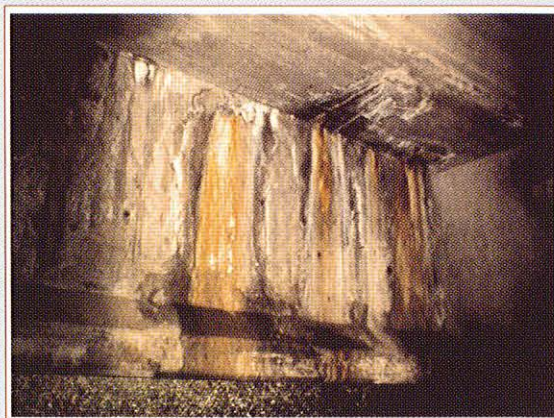
➤ **cas 1** : absence des désordres cités précédemment.

Dans les trois cas, le niveau 1 d'investigations décrit au paragraphe « Niveau 1 d'investigations » (chapitre « Investigations, résultats et suites à donner ») est recommandé.

Dans les cas 2 et 3, ces investigations doivent être complétées par celles du niveau 2, décrites au paragraphe « Niveau 2 d'investigations » (chapitre « Investigations, résultats et suites à donner »).

Dans le cas 3, toutes ces investigations doivent être poursuivies jusqu'au niveau 3, décrit au paragraphe « Niveau 3 d'investigations » (chapitre « Investigations, résultats et suites à donner »).

Fig. 8 - Illustrations de désordres conduisant au cas 2 des résultats d'inspection détaillée et au niveau 2 d'investigations.



Défauts d'étanchéité et de drainage et traces de circulation d'eau avec couleur rouille.



Défauts du béton.

Principaux désordres apparents graves des VIPP

On ne recense dans ce paragraphe que les désordres graves du cas 3 de l'organigramme décisionnel, susceptibles de donner des inquiétudes sur l'intégrité des aciers.

Comme pour toute inspection détaillée, l'évolution des désordres relevés par rapport à l'inspection précédente est primordiale pour évaluer leur gravité. En effet, certains peuvent dater de la construction de l'ouvrage et s'être stabilisés depuis et s'avèrent donc peu préjudiciables à la pérennité de l'ouvrage.

Par contre, du fait que les aciers passifs sont rares sur certains VIPP de première génération, un désordre grave peut apparaître brusquement. C'est pourquoi, tout indice même peu spectaculaire doit être pris en considération et analysé avec la plus grande attention.

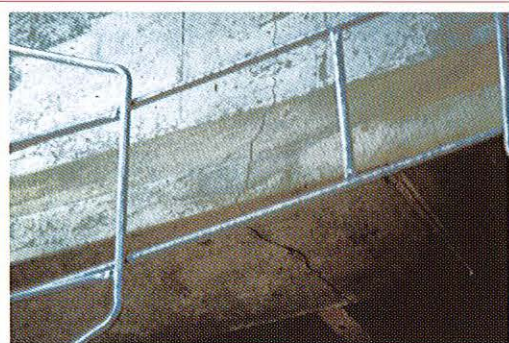
Signalons cependant que le même type de défaut n'a pas les mêmes conséquences selon qu'il concerne uniquement le hourdis ou qu'il affecte aussi les poutres, surtout pour les ouvrages de toute première génération où les poutres sont très rapprochées et les entretoises nombreuses.

■ Défauts des poutres

◆ Description du désordre

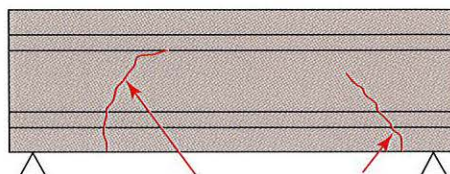
➤ fissure transversale

s'amorçant en partie basse de la poutre et remontant le plus souvent dans l'âme verticalement et parfois à l'oblique près des appuis.



◆ Cause probable

– déficit de précontrainte important dans la poutre.



➤ **fissures longitudinales suivant le tracé des câbles dans les âmes**

avec traces de circulation d'eau à travers,

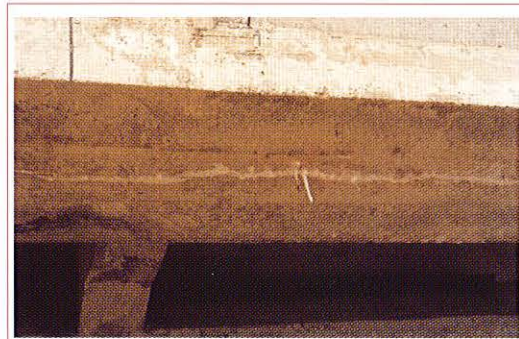
(N.B. : sans traces de circulation d'eau, pas d'incidence sur la résistance de la structure).



- compression excessive ou mal reprise par des armatures passives,
- et
- corrosion du conduit de précontrainte ou même d'un câble.

➤ **fissures longitudinales suivant le tracé des câbles dans les talons**

avec traces de circulation d'eau à travers.



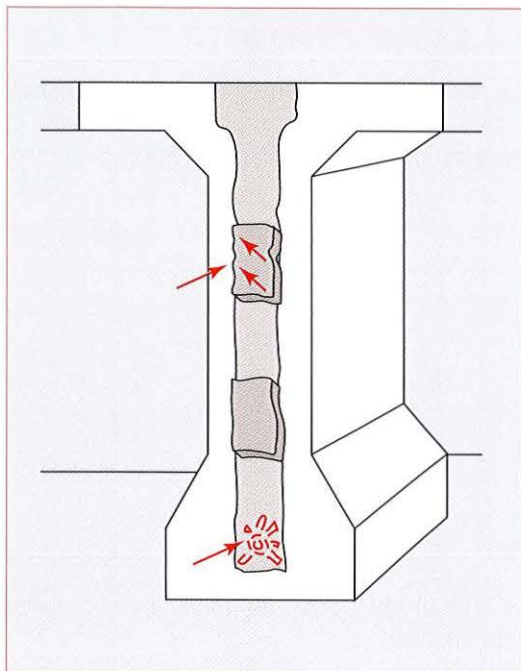
- compression excessive à la mise en tension
- ou
- corrosion du conduit (béton poreux, conduit mal injecté et alimenté en eau),
- ou
- séquelles de gel d'eau dans les conduits, en cours de construction, avant mise en tension des câbles,
- ou
- pas assez de cadres.

➤ **fracturation horizontale du talon**
dans la partie centrale de la travée.



- effet de poussée dû au gel de l'eau circulant dans les conduits mal injectés,
- ou
- poussée d'expansion par la rouille due à la corrosion des armatures passives longitudinales ou des conduits,
- ou
- défaut de conception,
- ou
- défaut d'exécution.

➤ **décollement des cachetages d'ancrage d'about de précontrainte longitudinale**
avec traces de circulation d'eau aux abouts.



(N.B. : l'examen nécessite le plus souvent le démontage d'un joint de chaussée et l'utilisation d'un endoscope).

- mauvaise adhérence du matériau de cachetage, ou
- retrait excessif lors de la mise en œuvre du cachetage,
- et
- corrosion des têtes d'ancrage.

➤ **profil en long anormal**

s'accompagnant d'une fissure transversale de flexion longitudinale sur la même poutre.

- déficit de précontrainte,
- ou
- sollicitations plus importantes que dans le projet.

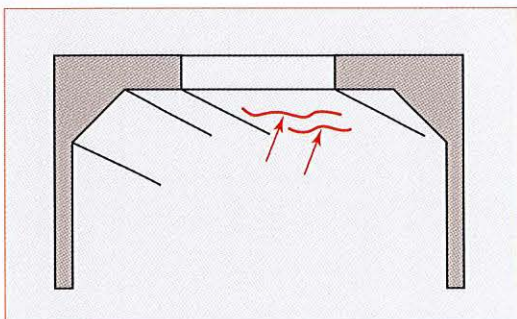
■ Défauts du hourdis précontraint transversalement

Les fissures ne sont graves que si le hourdis est précontraint transversalement.

◆ Description du désordre

➤ fissures transversales

nombreuses, avec traces de circulation d'eau ou coulures de rouille.

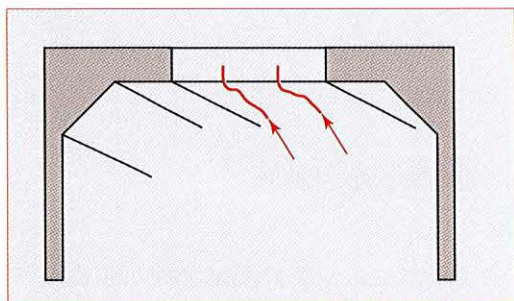


◆ Cause probable

- retrait gêné localisé du béton avec corrosion d'armatures passives, de conduits ou même de câbles de précontrainte transversale.

➤ fissures longitudinales

avec traces de circulation d'eau.



- retrait du béton du hourdis avec défaut d'étanchéité,

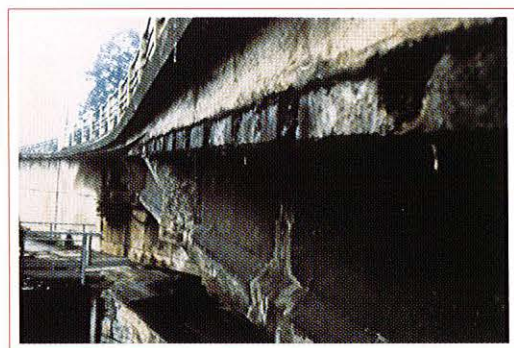
et

- insuffisance de précontrainte transversale.

N.B. : ne pas confondre une ligne de reprise de bétonnage avec une fissure laissant présumer une insuffisance de précontrainte.

➤ décollement des cachetages d'ancrage de précontrainte transversale

avec traces de rouille sur ancrage ou élément de câble visible.



- mauvaise adhérence du matériau de cachetage, ou

- retrait excessif de celui-ci lors de la mise en œuvre du cachetage,

et

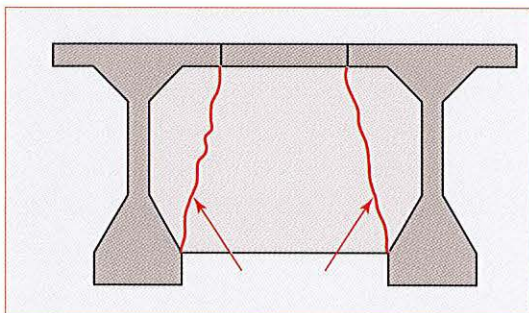
- corrosion des têtes d'ancrage.

■ Défauts des entretoises contenant des câbles de précontrainte transversale

◆ Description du désordre

➤ fissures verticales ou obliques

à la jonction entre les poutres, ou les amorces d'entretoises, et les entretoises coulées en place avec traces de circulation d'eau.

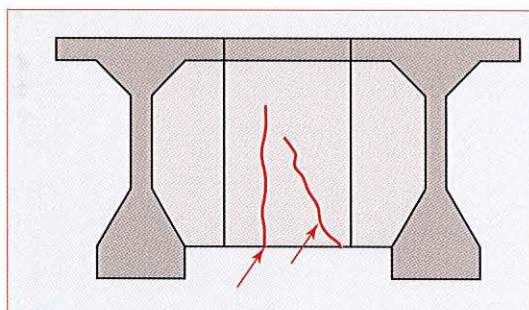


◆ Cause probable

– aciers en attente ou précontrainte transversale insuffisants pour assurer la couture de la reprise de bétonnage et défaut d'étanchéité.

➤ fissures verticales ou obliques

vers le centre des parties d'entretoises coulées en place.



– flexion transversale provoquée par l'application d'efforts souvent dissymétriques lors des phasages de mise en tension,

ou

– vérinage mal conduit,

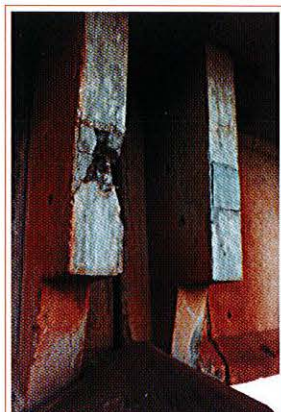
ou

– dénivellation d'appui,

ou

– rotation différentielle d'appui.

➤ décollement des cachetages d'ancrage de précontrainte transversale



avec traces de rouille sur ancrage ou éléments de câbles visibles.

– mauvaise adhérence du matériau de cachetage, ou

– retrait excessif lors de la mise en œuvre du cachetage,

et

– corrosion des têtes d'ancrage.

Recensement des causes de déficits anormaux de précontrainte

Les déficits anormaux de précontrainte pouvant mettre en péril les ouvrages sont essentiellement dus à la corrosion des armatures actives (voir ci-après).

Toutefois, il convient de répertorier les autres causes d'insuffisance éventuelle de précontrainte.

■ Déficits de précontrainte dus à la corrosion des armatures

◆ Généralités

Les phénomènes de corrosion des armatures de précontrainte peuvent prendre deux aspects en fonction de l'environnement :

➤ corrosion par dissolution

(généralisée, localisée, par contact),

➤ corrosion fissurante sous contrainte (tension)

qui représente actuellement un phénomène qui n'est pas totalement expliqué, heureusement rare avec les types d'aciers utilisés en France.

La présence d'eau est un facteur déterminant, car elle véhicule les agents agressifs jusqu'aux armatures. C'est pourquoi les symptômes de circulation d'eau doivent être recherchés lors de l'inspection détaillée.

Pour la clarté de l'exposé, nous répartissons en quatre groupes les causes des déficits de précontrainte par corrosion des armatures :

- défauts d'étanchéité du tablier et des dispositifs d'évacuation des eaux,
- défauts du béton,

- déficience de la protection directe des armatures et des ancrages,
- susceptibilité propre de l'acier à la corrosion.

Cette présentation ne doit évidemment pas conduire à penser que les causes de corrosion agissent indépendamment les unes des autres. Au contraire, il est fréquent que leurs effets se cumulent pour conduire à des aggravations accélérées du phénomène. C'est bien dans l'analyse des causes de corrosion et de leur interdépendance que réside la difficulté d'un diagnostic réaliste.

◆ Défauts de l'étanchéité du tablier et des dispositifs d'évacuation des eaux

Ces déficiences sont la source principale de corrosion des armatures de précontrainte sur les VIPP. Elles concernent :

- en zone courante, les armatures de précontrainte transversale du hourdis, situées à proximité de l'extrados, et les ancrages des câbles longitudinaux relevés en travée (seconde famille),
- aux abouts des poutres, les ancrages des autres câbles longitudinaux (première famille).

Le salage hivernal de l'itinéraire est évidemment un facteur aggravant.

Ces défauts seront classés en trois groupes.

➤ Défauts de conception

- absence totale d'étanchéité, celle-ci étant jugée inutile à l'époque, le béton comprimé étant réputé étanche (ouvrages de première génération),
- chape non étanche (chape ciment, chape ne couvrant pas la totalité du tablier, chape non relevée aux fils d'eau),
- choix de joints de chaussée et de trottoirs non étanches ou sans dispositifs de récupération des eaux,
- raccords entre gargouilles et tablier mal étudiés,
- gargouilles s'évacuant sur le talon des poutres,
- sur les ouvrages en pente, à travées multiples, l'absence d'évacuations intermédiaires concentre les eaux de ruissellement sur le joint situé en point bas,
- pente insuffisante du tablier.

➤ Défauts d'exécution

- état de surface du tablier incompatible avec la chape retenue,
- mauvaise adhérence chape-support,
- raccordement défectueux,
- discontinuités dans la chape,
- perforations de la chape à la mise en œuvre du revêtement de chaussée.

➤ Détériorations à l'occasion de travaux d'entretien de l'ouvrage

- réfection du revêtement ou de la contre-chape éventuelle,
- percements pour causes diverses (tuyaux d'alimentation des dispositifs de minage, pose de gargouilles, pose de barrières, etc.),
- réfection des joints de chaussée et de trottoirs, etc.

◆ Défauts du béton

On peut distinguer quatre familles de défauts.

➤ Défauts de conception ne permettant pas un enrobage satisfaisant des conduits

- enrobage des aciers inférieur à 4 cm ou à un diamètre de conduit (avant 1965),
- paquets de conduits dans les talons ne permettant pas un bétonnage correct des sous-faces de talons qui présentent alors des poches de ségrégation et des nids de cailloux,
- absence de « cheminées » de vibration (âmes trop fines).

➤ Reprises de bétonnage entre parties préfabriquées et coulées en place

Ce sont autant de points de déficience de la protection des armatures de précontrainte transversale de hourdis.

➤ Fissures favorisant potentiellement les attaques électrolytiques

En facilitant la circulation d'eau, les fissures sont un facteur aggravant de corrosion.

➤ Présence dans le béton et le coulis d'éléments agressifs

adjuvants contenant des chlorures ou des sulfures.

◆ Déficience de la protection directe des armatures et des ancrages

L'annexe, en particulier les rubriques relatives à la période 1946-1952 et à la polémique sur la maladie du béton précontraint, décrivent le cadre des principales causes de déficience, que l'on regroupe ci-après en deux grandes familles.

➤ Protection directe des câbles et des ancrages

assurée respectivement par injection des conduits par un coulis de ciment et par application d'un mortier de cachetage

Les principales causes de déficience sont :

- l'injection est inexistante pour des raisons diverses (malfaçons, etc.) ;
- l'injection est rendue difficile ou impossible par :
 - . des dispositions technologiques particulières à certains câbles (câbles guipés sans ressort central, injection limitée aux extrémités pour les câbles guipés protégés au bitume),
 - . un endommagement des conduits (écrasement au bétonnage, dégrafage, raccordements défectueux),
 - . une mauvaise formulation du coulis,
 - . une mauvaise mise en œuvre du coulis,
 - . une mauvaise conception et mise en œuvre des événements ;
- l'injection est différée pour les câbles relevés en travée, sans protection provisoire contre les entrées d'eau ;
- le cachetage des ancrages est défectueux.

➤ Autres procédés de protection des câbles

Il s'agit de produits bitumineux (présence systématique de conduits) ou de chape mortier (absence de conduits pour la précontrainte transversale). Les principales causes de déficience sont respectivement l'inefficacité partielle ou totale du produit de protection ou la non-étanchéité de la chape.

◆ Susceptibilité propre de l'acier à la corrosion

On distingue deux cas :

➤ Susceptibilité liée à l'élaboration des fils

Les fils laminés trempés sont plus susceptibles à la corrosion fissurante sous tension que les aciers tréfilés, car ils sont plus sensibles à la fragilisation par l'hydrogène venant de l'eau. Par ailleurs, les fils trempés à l'huile sont plus susceptibles que ceux trempés au plomb. Depuis la fin des années 1970, seuls des fils Ø5, obtenus par tréfilage, sont utilisés.

➤ Susceptibilité liée à des facteurs extérieurs

La présence de nitrates, de chlorures, de sulfates dans le coulis au contact important des armatures de précontrainte peut accélérer la corrosion de celles-ci.

Les conduits en feuillard plombé, largement utilisés entre 1955 et 1970, peuvent créer un couple galvanique avec les armatures de précontrainte et accélérer la corrosion de celles-ci.

Un câble tendu, dont l'acier est peu sensible à la corrosion fissurante, soumis à une présence permanente d'eau (eau résiduelle après injection ou issue d'une pénétration) peut être affecté par une corrosion fissurante, en plus de la corrosion par dissolution.

■ Déficits non liés à la corrosion des armatures

◆ L'effort initial théorique de précontrainte n'est pas atteint

Les causes peuvent être regroupées en deux catégories :

➤ Frottements entre conduits et armatures

supérieurs aux hypothèses de calcul pour les raisons suivantes :

- présence de laitance dans les conduits,
- défaut de manchonnage,
- non respect du tracé des câbles,
- produits de glissement non appropriés,
- insuffisance de connaissance des valeurs de coefficient de frottement (enfilage des câbles avant bétonnage).

➤ Ruptures de fils lors des mises en tension

- application de surtensions pour augmenter les allongements insuffisants du fait des frottements anormaux,
- blessures (notamment dans les dispositifs d'ancrage),
- non-conformité du matériel de mise en tension (manomètre, vérins, etc.).

◆ Le moment de précontrainte théorique n'est pas atteint

L'excentricité des câbles n'est pas respectée ou l'effort initial n'est pas atteint, à cause de frottements élevés dans les conduits ou de rupture ou de glissement de fils ou de toron.

◆ Les pertes différées théoriques sont sous-estimées jusqu'en 1958

Avant 1958, les pertes différées étaient fréquemment prises forfaitairement et sous-estimées (fluage, relaxation).

Investigations, résultats et suites à donner

■ N1 - Niveau 1 d'investigations

Il comprend deux actions.

◆ Analyse approfondie du dossier d'ouvrage

Les indices à rechercher sont les suivants.

Dans les renseignements généraux concernant la construction de l'ouvrage :

- date de construction : un ouvrage antérieur à 1967 est *a priori* suspect (voir l'organigramme décisionnel au chapitre précédent et l'historique de la construction des ouvrages en béton précontraint en annexe),
- hypothèses de calcul pour le dimensionnement de l'ouvrage : règlement de calcul en BP, règlement de charges, poids des superstructures, masse volumique et résistance du béton, type d'acier, coefficients de frottement, tension initiale des câbles, relaxation à 1 000 heures, etc.

Sur les plans d'exécution :

- système d'étanchéité mis en place : nature et dispositions constructives,
- épaisseur d'enrobage des conduits (dans les talons et les âmes),
- procédé de précontrainte utilisé (armatures et conduits),
- type de dispositif de raccordement des conduits.

Dans les comptes rendus de réunions, carnets de chantier et documents divers :

- nature et provenance des constituants (armatures, conduits, coulis),
- dossiers d'étude, de convenance et de contrôle des coulis,
- programme de mise en tension et d'injection,
- relevés des mises en tension et de l'injection,
- anomalies observées.

◆ Examen de l'état de l'injection des conduits de précontrainte par gammagraphie, radiographie ou radioscopie

Ces méthodes non destructives permettent de vérifier (fig. 9) :

- la présence ou l'absence de coulis de ciment ou de produits apparentés dans les conduits de précontrainte (vides, compacité, etc.),

- la conformité du tracé des conduits (position des conduits, courbures ou pentes anormales, conduits écrasés ou discontinus) cf. fig. 10,
- la présence éventuelle de ruptures de fils lisses ou de fils élémentaires constitutifs de torons,
- la conformité du ferrailage passif.

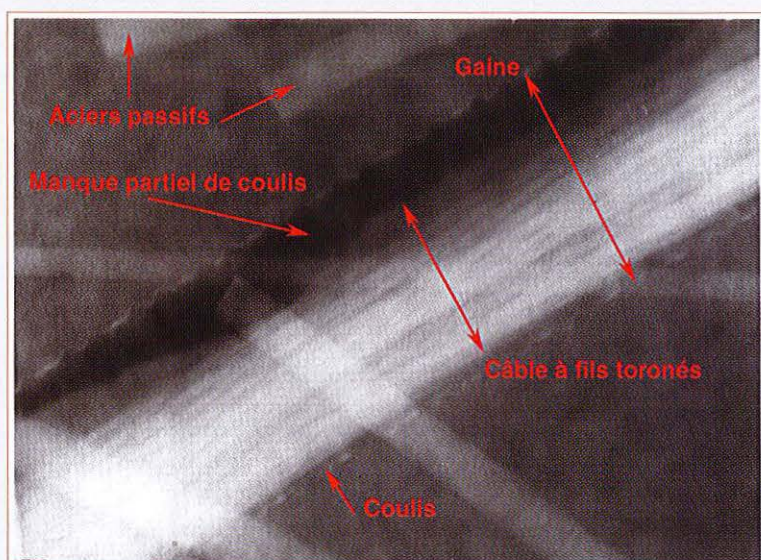


Fig. 9 - Cliché obtenu par radiographie et son interprétation.

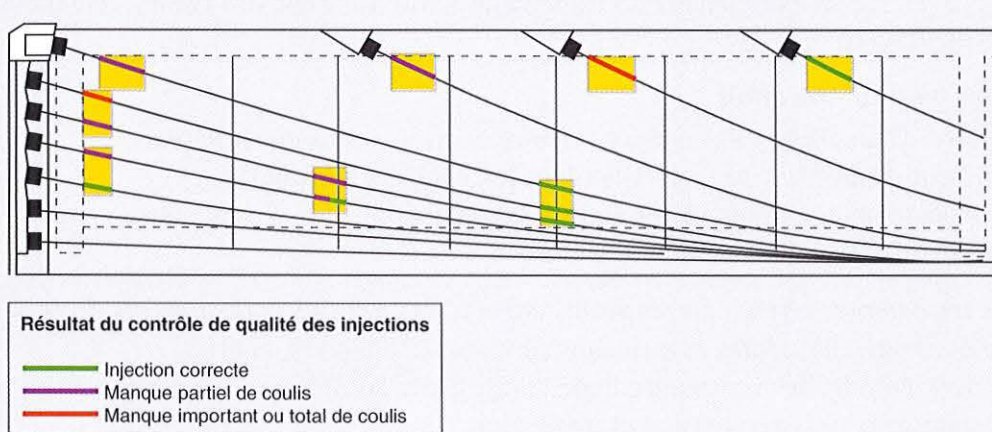


Fig. 10 - Exemple de positionnement de radiogrammes et de représentation des résultats.

N. B.

Les techniques de gammagraphie, radiographie et radioscopie se distinguent les unes des autres par les sources utilisées (radioéléments artificiels ou générateurs de rayons X), les supports de résultats (radiogrammes ou images vidéo), les conditions d'utilisation (épaisseur de béton à traverser, distances de radioprotection adaptées à l'environnement) et les objectifs de l'intervention (examen ponctuel de parties d'ouvrages lié à une pathologie suspectée ou contrôle de dépistage pour faire le tri entre les ouvrages bien et mal injectés : objectifs en fonction des résultats de l'inspection détaillée aboutissant aux cas 1, 2 ou 3). Ces méthodes donnent des images noir et blanc négatives ou positives.

Le positionnement des clichés de gammagraphie ou de radiographie doit être repéré directement sur l'ouvrage, pour qu'au moment de l'ouverture des fenêtres, le repérage de la position des câbles soit facilité, sans gros risque d'erreur. Il est fortement conseillé, compte tenu de l'expérience acquise dans le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées, de contrôler au moins 20 à 25 % des poutres en au moins une extrémité. La répartition est fonction des possibilités d'accès et des conditions nécessaires pour assurer la meilleure radioprotection possible.

En cas de contrôle des conduits de précontrainte transversale, il est intéressant de positionner les clichés au droit des raccordements, susceptibles d'être non étanches à l'eau.

Cependant, ces méthodes ne permettent pas d'apprécier le degré de corrosion des armatures. Seules des ruptures ou des détensions peuvent être décelées.

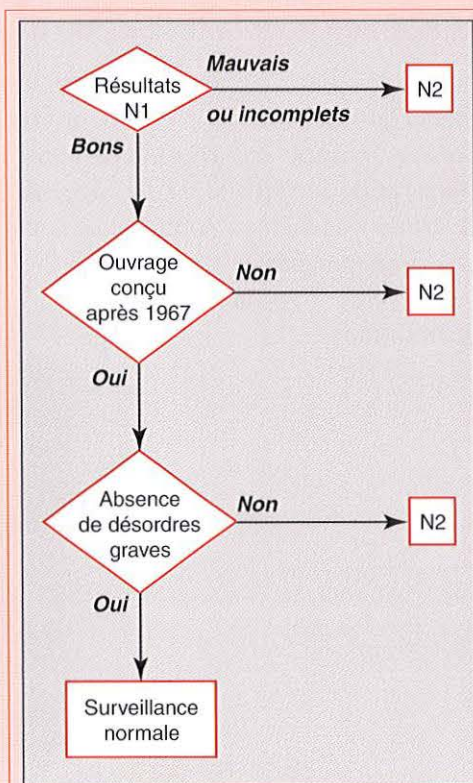
Résultats de N1 et conséquences

Les résultats obtenus sont classés en quatre catégories :

- pourcentage des conduits contrôlés correctement injectés ;
- pourcentage des conduits présentant un manque partiel de coulis quantitativement peu important, c'est-à-dire qu'il manque un peu de coulis dans le haut du conduit, mais que le câble situé dans le bas est entièrement protégé ;
- pourcentage des conduits contrôlés présentant un manque partiel de coulis qualitativement important, c'est-à-dire qu'il manque du coulis dans la partie haute et que les fils, brins ou torons supérieurs ne sont pas protégés ;
- pourcentage des conduits contrôlés présentant un manque total ou quantitativement très important de coulis laissant craindre une absence totale de protection du câble.

Seuils donnés à titre indicatif :

- en gammagraphie ou radiographie, le résultat est mauvais si :
 $d > 15\%$ même si $(c + d) < 30\%$
ou
 $d < 15\%$ mais $(c + d) > 30\%$
- en radioscopie (contrôles de câbles sur plusieurs mètres de long), le résultat est mauvais si le pourcentage de longueur cumulée de manque total de protection est supérieur à 15 %.



■ N2 - Niveau 2 d'investigations

Il a pour objet l'évaluation qualitative de la précontrainte en procédant à l'ouverture de fenêtres dans le béton, afin d'examiner les conduits, le coulis, les armatures et procéder à des prélèvements si nécessaire.

Les fenêtres sont en nombre assez réduit (cinq ou six pour deux travées), leur taille ne doit guère excéder 20 cm de diamètre ou de côté. L'utilisation d'un endoscope permet d'éviter l'ouverture de fenêtres trop larges.

Leur localisation est choisie

- en fonction de la position des désordres relevés lors de l'inspection détaillée ou du contrôle gammagraphique,
- à défaut :
 - .à mi-portée sous les talons de poutres,
 - .dans les âmes de poutres vers les abouts,
 - .à quelques endroits inaccessibles par radiographie,
 - .dans une ou deux entretoises,
 - .sur l'extrados près des fils d'eau, pour examiner la précontrainte transversale du hourdis et quelques ancrages de câbles relevés. Cette opération permet du même coup de vérifier l'existence et l'état d'une chape d'étanchéité.

De préférence, les observations sont faites sur les poutres de rive (souvent situées sous les fils d'eau).

L'ouverture des fenêtres est une opération délicate et minutieuse, car il existe des risques, d'une part, d'endommagement des armatures de précontrainte par des actions mécaniques et d'autre part, de corrosion du fait de leur mise en contact avec le milieu ambiant.

◆ Repérage pour la réalisation d'une fenêtre

À partir des plans d'exécution, il convient de repérer la position théorique des câbles, sachant que la position réelle peut être différente (fig. 11). C'est pourquoi un relevé gammagraphique est fortement conseillé. À partir des radiogrammes, le plan de câblage et de ferrailage est dessiné sur les âmes des poutres. On peut alors procéder à l'ouverture de fenêtres. À mi-travée sous les talons, les clichés gammagraphiques ne sont pas indispensables au repérage des armatures de précontrainte.



Fig. 11 - Repérage d'une fenêtre à ouvrir.

◆ Ouverture de la fenêtre

La durée d'ouverture des fenêtres doit être réduite au minimum pour éviter la corrosion des armatures.

➤ Découpage du périmètre de la fenêtre (fig. 12)

Ce dernier est réalisé à l'aide d'une perceuse à percussion avec des forets appropriés. La profondeur de percement à atteindre est celle correspondant à la position du conduit, définie sur les plans d'exécution, diminuée de 2 cm pour des raisons de sécurité.

N.B.

L'utilisation d'un carottier est à proscrire, car le risque d'endommager un câble est grand.

➤ Dégagement du conduit (fig. 13)

Il est réalisé progressivement à l'aide du burin, en prenant les précautions nécessaires pour éviter toute blessure de l'armature de précontrainte.

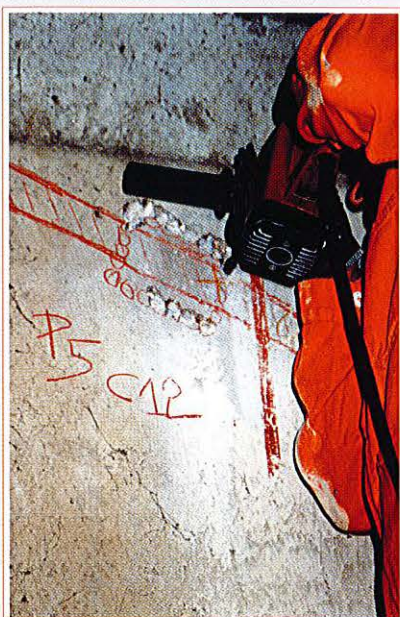


Fig. 12 -
Percement d'une fenêtre.

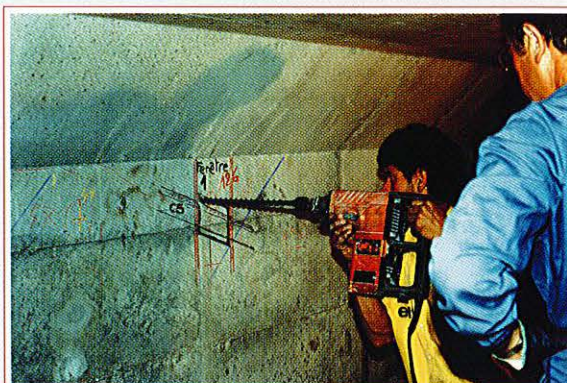


Fig. 13 -
Dégagement d'un conduit.

➤ **Ouverture du conduit (fig. 14)**

Celle-ci est exécutée délicatement à l'aide d'un ciseau à métal ou d'un autre dispositif adéquat.

◆ **Procédure d'examens et de prélèvements à réaliser dans une fenêtre**

Les points ci-dessous doivent être examinés dans les moindres détails.

➤ **Conduit de précontrainte** : état oxydé ou sain ;

➤ **Coulis d'injection (fig. 15)**

- Remplit-il le conduit complètement, partiellement ou est-il absent ?
- Évaluer son état par son niveau de compacité, de fissuration, d'humidité.

➤ **Armature de précontrainte**

Les armatures (fig. 16) ont-elles un aspect sain ou rouillé (après avoir éliminé le coulis avec une brosse) ?



Fig. 14 -
Ouverture d'un conduit.



Manque quasi total de coulis.



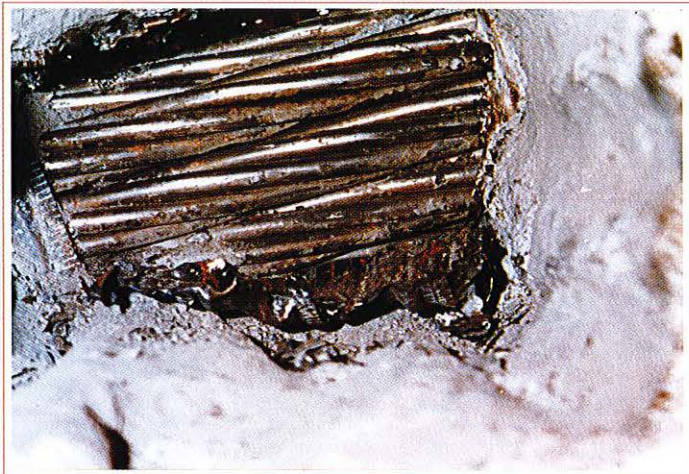
Coulis désagrégré
oxydation en surface, humidité légère
état de conservation acceptable.

Fig. 15 - État d'un coulis d'injection.

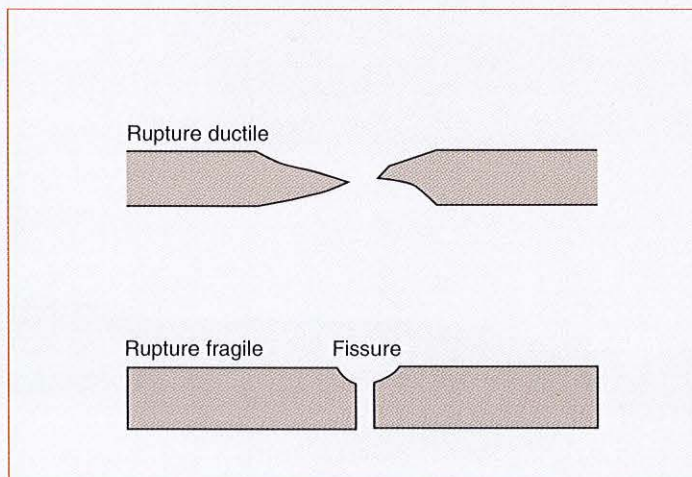
Deux types de corrosion sont à craindre (fig. 17) :

- la corrosion par dissolution aboutit à la rupture ductile d'un fil par perte progressive de section. Ce type de corrosion prévient,
- par contre, la corrosion fissurante sous tension aboutit à la rupture fragile d'un fil, c'est-à-dire à sa coupure brutale à partir d'une fissure transversale initiée par un petit cratère de corrosion en surface de l'acier. Ce type de corrosion mène à la rupture sans prévenir.

**Fig. 16 -
Armatures saines
dans un conduit.**



**Fig. 17 -
Schémas
des types de rupture.**

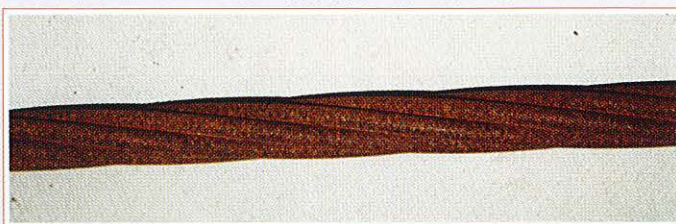


L'aspect rouillé que l'on peut observer peut être de plusieurs types, décrits et illustrés ci-dessous :

- **enrouillement** : corrosion généralisée superficielle, qui disparaît quand on brosse ou frotte l'armature avec un chiffon. Elle est sans gravité, d'autant plus que la fleur de rouille peut être d'origine (fig. 18).

- **piqûres** : points de rouille, de la taille d'une tête d'épingle, d'une profondeur de quelques microns et répartis avec une densité d'environ 1 au centimètre carré. Elles sont plus ou moins graves suivant l'âge de l'ouvrage et évoluent vers la corrosion sous contrainte (appelée également corrosion fissurante sous tension) lorsqu'elles sont entourées de taches noires. Si elles sont de couleur rouge, elles évolueront vers une corrosion par dissolution, moins grave, tant qu'elle n'est pas très étendue (fig. 19 et 20).

*Fig. 18 -
Cas d'une armature couleur rouille,
sèche et rugueuse au toucher -
corrosion superficielle provoquée
par l'humidité à la construction
et l'absence de coulis -
risque faible de rupture.*



*Fig. 19 -
Cas d'une piqure et fissuration
en surface d'un fil présentant
des taches noires.*



*Fig. 20 -
Cas d'une armature
présentant des taches noires
avec piqures et taches
localisées de dissolution,
conditions très favorables
à la corrosion sous
contrainte.*

- **cratères** : points de rouille plus profonds que les piquêtes, significatifs d'une perte de section. Ils traduisent un phénomène majeur de corrosion, qui ne peut pas être d'origine (fig. 21 et 22).

- **corrosion généralisée** : cratères jointifs couvrant l'armature (fig. 23).

Dans ce cas de figure, prélever le maximum de produits de corrosion pour les faire analyser, afin de rechercher la présence de chlorures, agents dépassivants de l'acier.

- **corrosion sous contrainte** : fissuration ou rupture sans perte de matière - présence d'oxydes noirs en surface (fig. 24).



Fig. 21 -
Cas de fils présentant des pertes de section locales dues à des cratères de corrosion ; l'eau a circulé dans le conduit partiellement dissous - risque de rupture.



Fig. 22 -
Cas d'une armature couleur rouille avec des taches noires et des cratères de dissolution peu profonds - risque de corrosion fissurante dans une zone proche de la zone examinée.

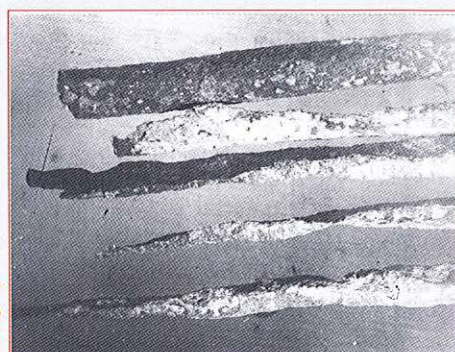


Fig. 23 -
Cas d'une perte de section importante par corrosion généralisée.



Fig. 24 -
Cas d'un câble multi Sigma ovale 40 correctement injecté mais ruptures par fragilisation (corrosion fissurante sous tension), aucune trace d'enrouillement - quelques traces d'oxydes noirs (magnétite) au niveau des bulles d'air (ou hydrogène) formées au contact entre armatures ou armature et conduit.

En fonction des constatations effectuées, des photographies sont prises préalablement à des prélèvements d'échantillons. Ces derniers ne sont effectués que dans la mesure où l'intégrité de l'armature de précontrainte considérée est mise en cause. Dans ce cas, afin d'en chercher les causes et d'apprécier les risques, les examens porteront principalement sur :

- la détermination de la nature du conduit (feuillard nu, plombé, zingué, etc.),
- la présence et l'analyse d'un liquide éventuel (pH, éléments fins, etc.),
- la composition chimique du coulis (pH, présence ou absence d'agents expansifs, etc.),
- le taux d'humidité relative du coulis,
- la détermination de la nature et de la provenance des armatures de précontrainte,
- l'état de piquûration ou d'oxydation de l'armature de précontrainte,
- l'état de contrainte des armatures (essai dit « du tournevis plat » : si, après son insertion entre les fils de précontrainte, on arrive à faire tourner le tournevis, c'est qu'un ou plusieurs fils sont détendus),
- l'examen du faciès de rupture de l'armature, le cas échéant, qui permet de déterminer si elle provient d'une corrosion par dissolution ou d'une corrosion fissurante sous tension.

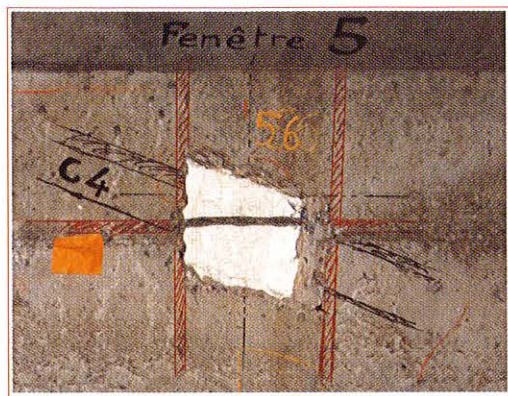


Fig. 25 - Fenêtre rebouchée.

À titre d'information

- Le pH de l'environnement des armatures doit être compris entre 10 et 13. Des phénomènes de corrosion peuvent apparaître avec un pH supérieur à 13 ;
- Les discontinuités de protection sont peu favorables à la conservation des armatures ;
- Certaines armatures de précontrainte sont plus sensibles que d'autres aux phénomènes de corrosion fissurante sous tension, en particulier le Sigma ovale.

En effet, la haute résistance mécanique des aciers de précontrainte est due :

- soit à un traitement thermique par trempe martensitique ou bainitique éventuellement suivie de revenu,
- soit à un écrouissage par tréfilage.

Les aciers durcis par traitement thermique ne sont plus guère produits. Ils sont faiblement alliés au silicium.

La dégradation par corrosion sous contrainte des aciers à haute résistance se traduit par une fissuration qui n'est pas liée à la formation de rouille, même si l'enrouillement peut parfois se superposer à cette fissuration. En ce qui concerne les aciers de précontrainte, leur tenue à la corrosion sous contrainte dépend surtout :

- du niveau de contrainte appliqué,
- de leur nuance : en général, un acier correctement tréfilé se comporte mieux qu'un acier durci par traitement thermique,
- du milieu directement au contact de l'armature : un vide mince, mais rempli d'eau entre le câble et le coulis suffit pour provoquer une corrosion sous contrainte. Une absence de coulis peut entraîner aussi bien un enrouillement qu'une fissuration des aciers tendus.

◆ Fermeture de la fenêtre

Après reconstitution du conduit et sa réinjection dans la mesure du possible, la fenêtre est rebouchée (fig. 25) rapidement et correctement avec un produit de ragréage approprié (bonne tenue verticale, faible retrait et bonne adhérence à l'ancien béton). Pour les fenêtres ouvertes sur l'extrados du tablier, la continuité de la chape doit être soigneusement rétablie.

Résultats de N2 et conséquences

Résultats rassurants

L'examen visuel de l'état des armatures et des conduits de précontrainte n'a permis de déceler ni symptôme de corrosion, ni présence d'eau dans les conduits.

L'analyse approfondie du dossier d'ouvrage dans N1 ou les résultats des analyses sur prélèvements sont rassurants vis-à-vis de la nature des matériaux employés et de l'absence de risques de corrosion.

Résultats alarmants

Un symptôme de corrosion fissurante sous tension a été mis en évidence sur une fenêtre.

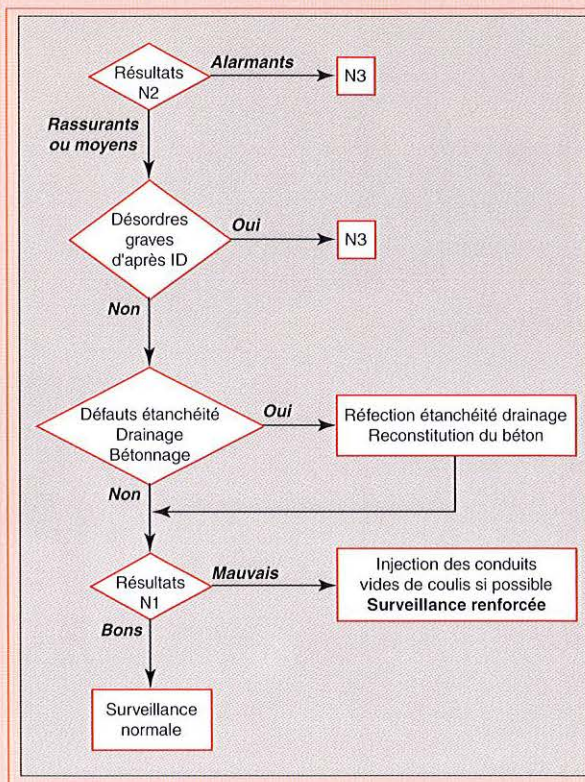
Une corrosion généralisée par dissolution a été observée sur 5 à 10 % des armatures actives observées dans les fenêtres.

L'analyse des matériaux prélevés conclut à des risques de corrosion de l'acier.

Ces résultats sont encore aggravés si, en plus de la précontrainte longitudinale, la précontrainte transversale est atteinte et ne permet pas un bon transfert des charges d'une poutre défectueuse sur ses voisines.

Résultats moyens

Cas intermédiaires entre les deux précédents, où un doute persiste sur l'état de corrosion des armatures de précontrainte et où des considérations techniques ou financières empêchent de pouvoir poursuivre immédiatement les investigations au niveau 3.



■ N3 - Niveau 3 d'investigations

L'objectif de ce niveau 3 d'investigations est de quantifier la capacité portante résiduelle de l'ouvrage, pour décider si l'ouvrage peut être réparé ou doit être démoli. Le diagnostic s'appuie sur l'utilisation judicieuse de différentes techniques d'auscultation existantes à ce jour et sur le recalcul de l'ouvrage concerné.

◆ Mesure de la tension des armatures de précontrainte par essai à l'arbalète

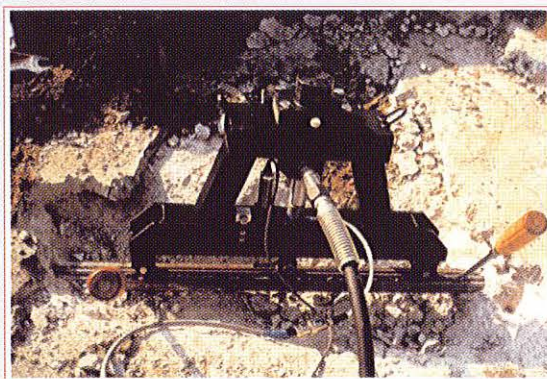
L'arbalète est un appareil LPC qui permet d'estimer l'effort de traction dans une armature de précontrainte, fil ou toron. Mesurant directement une force, non une contrainte, aucune hypothèse n'est donc nécessaire quant à la section résiduelle de l'armature : l'effort unitaire vrai est obtenu quel que soit le degré de corrosion affectant l'armature.

Pour faire la mesure, l'arbalète est fixée sur l'armature à contrôler, ce qui nécessite la réalisation d'une fenêtre aux dimensions appropriées (fig. 26).

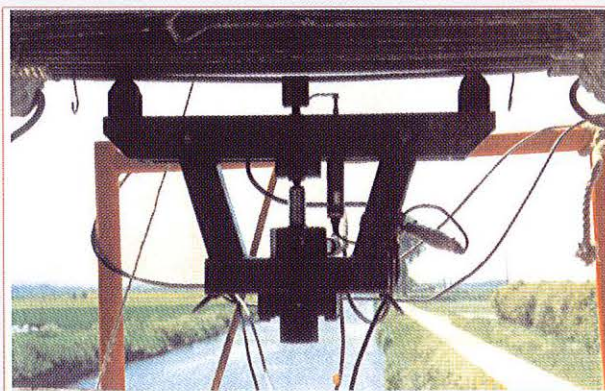
Le principe de la méthode

consiste à interpréter l'effort nécessaire à dévier l'armature de quelques millimètres de son tracé (fig. 27). La méthode d'exploitation des graphes tracés à l'aide de l'arbalète s'appuie sur un faisceau d'étalonnage établi en laboratoire.

Lors d'une campagne de mesures, il convient de tester une ou plusieurs armatures sur poutres caractéristiques (sous caniveau, de rive, courante sous chaussée), ainsi que quelques câbles de la précontrainte transversale s'il y a lieu. Dans une même poutre, on auscultera de préférence des câbles de tracés différents. Les fenêtres sont de préférence réalisées en sous-face des talons à mi-travée, ainsi qu'à proximité de l'about des poutres.



**Fig. 26 -
Mesure de la tension
des armatures par essai à
l'arbalète.**



**Fig. 27 -
Principe de l'essai à l'arbalète.**

◆ Évaluation des contraintes longitudinales locales par méthode de libération

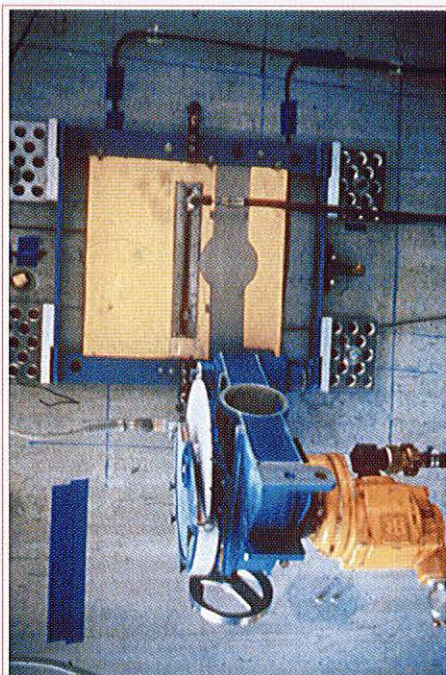
Cette méthode LPC permet d'obtenir l'effort normal local dans une poutre, par la réalisation dans le béton d'entailles qui libèrent les contraintes. Le niveau de compression rétablissant le champ de déformations initial est évalué par introduction de vérins plats dans ces entailles (fig. 28) [7], [8].

Il est possible d'en déduire la force de précontrainte locale résiduelle

dans une section de poutre, à condition de prendre des précautions dans l'interprétation des résultats [9]. Pour accéder directement aux pertes globales de précontrainte dans l'ouvrage, il est nécessaire de procéder à plusieurs entailles dans une ou deux poutres (une suspecte si possible et une saine). Sont préconisées des entailles à plusieurs hauteurs à mi-portée et une au centre de gravité d'une section vers les abouts.

La précision de la méthode est de l'ordre 0,3 MPa dans la détermination de la contrainte locale au point de mesure. Une seule mesure, effectuée au niveau de l'axe neutre sous-estime l'état de contrainte dans le béton d'environ 2 à 3 MPa. Cette précision peut être ramenée 5 ou 1 MPa si les mesures sont effectuées à trois niveaux différents sur la hauteur d'une poutre. Rappelons que l'ordre de grandeur de la valeur de la précontrainte au centre de gravité d'une poutre saine est de 6 à 8 MPa.

Fig. 28 - Matériel pour évaluer les contraintes par la méthode de libération.



a) scies



b) vérins

◆ Recalcul de la sécurité de l'ouvrage sous surcharges

Avec l'estimation de la force de précontrainte réelle et de la section d'acier résiduelle, on peut mener un calcul à la rupture de la section la plus sollicitée. Cela permet d'évaluer les surcharges admissibles sur l'ouvrage et la sécurité qui en résulte.

Si les investigations ont montré que seules quelques poutres sont endommagées sur une travée (souvent celles situées en rive ou sous les fils d'eau de la chaussée), il est possible d'effectuer un recalcul approchant au mieux le fonctionnement réel de l'ouvrage en prenant en compte :

- les pertes de précontrainte estimées sur chaque poutre,
- l'effet de l'entretoisement et du hourdis supérieur,
- la présence de fissures de flexion affaiblissant, à leur voisinage, la rigidité de flexion des tronçons de poutres,
- la sécurité vis-à-vis de l'effort tranchant.

Ce recalcul est mené par les méthodes classiques.

Une modélisation probabiliste LCPC des effets des charges d'exploitation, basée sur le calcul des effets d'un trafic réel judicieusement choisi, en fonction du déficit en sections d'acier de précontrainte, fournit les probabilités de ruine par section d'ouvrage [10].

◆ Contrôle de l'intégrité des câbles de précontrainte par réflexion d'impulsions électriques (méthode RIMT) [11]

Dans la méthode RIMT, le câble est utilisé comme un conducteur électrique. Une impulsion électrique est envoyée par un générateur placé à une extrémité du câble. Une anomalie d'injection ou un défaut sur le câble constitue un obstacle à la propagation de l'onde électrique. Cela provoque une onde en retour analysée par un récepteur situé au niveau de l'émetteur. Le contrôle du câble consiste à détecter des endroits où se trouvent les obstacles réflecteurs d'impulsions. L'analyse de l'impédance, rapport entre les impulsions reçues et les impulsions émises, permet la caractérisation des défauts.

Des recherches sont en cours pour préciser et justifier les limites d'utilisation de cette méthode et son domaine de fiabilité.

Résultats de N3 et conséquences

L'estimation de la capacité portante résiduelle d'un VIPP, lorsque les investigations révèlent de graves dommages sur la précontrainte d'une poutre, dépend de sa géométrie : on distingue un bi-poutre d'un multipoutre, on tient compte de la présence ou de l'absence d'entretoises intermédiaires, ainsi que de la présence ou de l'absence de précontrainte transversale.

Par ailleurs, les procédés d'auscultation et d'évaluation proposés au niveau 3 d'investigations étant très pointus et l'affaire de quelques spécialistes, il est de leur compétence de qualifier, au cas par cas, les résultats obtenus de bons, moyens ou inquiétants.

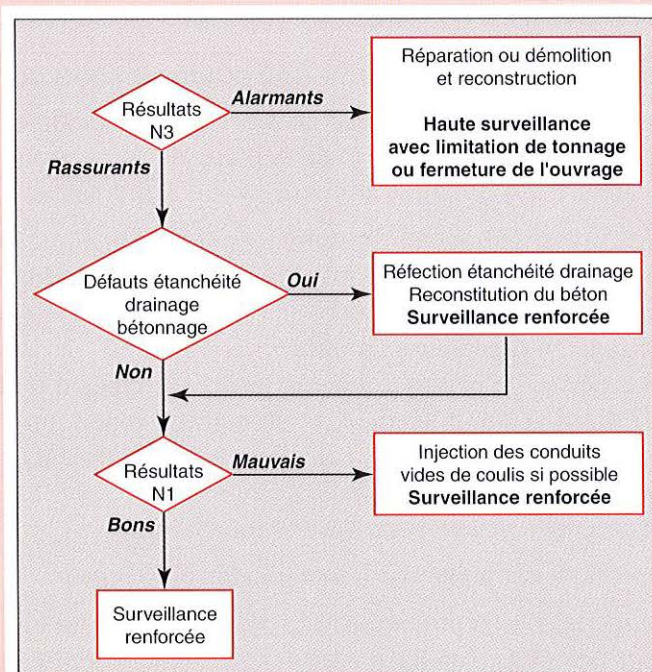
Surveillance acoustique

Cette mesure de haute surveillance consiste en l'instrumentation d'un certain nombre de poutres à l'aide d'accéléromètres, qui enregistrent en continu la fréquence d'apparition et la position de nouvelles ruptures d'armatures de précontrainte. Un système de télétransmission permet de gérer les alarmes et de prendre toutes dispositions en conséquence [12].

Actions techniques à entreprendre

Une réparation est envisageable pour rendre à l'ouvrage un niveau de service et de sécurité satisfaisant dans les cas les plus favorables et quand cela est possible techniquement et se justifie économiquement. Dans les cas les plus défavorables, la démolition et la reconstruction de l'ouvrage s'imposent.

Dans le cas d'un déficit de précontrainte et d'une réparation possible, on opère souvent une réparation passive, pour assurer une ductilité à la structure et éviter une rupture fragile due à l'absence d'armatures passives, plutôt que la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle. En effet, pour dimensionner celle-ci, il faut pouvoir estimer sans trop d'erreur la précontrainte résiduelle dans l'ouvrage, ce qui demeure difficile. Bien qu'un bon examen des marges de sécurité au niveau résistance à la compression d'un béton ancien resté sain montre que, sous cette dernière condition, une réparation par précontrainte additionnelle est également envisageable.



Annexe - Évolution de la technique de construction en béton précontraint

■ Considérations générales

Ce n'est qu'en comprenant bien le passé que l'on peut expliquer les cas pathologiques présents et repérer les ouvrages à risques, au regard des techniques et matériaux employés à l'époque de leur construction.

Cette annexe est destinée à éclairer le lecteur sur les évolutions technologiques et réglementaires, liées à la différence entre la précontrainte de calcul et la précontrainte réelle dans les ouvrages en service. Cette différence peut être estimée par l'examen détaillé de toutes les causes de pertes de précontrainte, non prévues dans les notes de calcul initiales de dimensionnement des ouvrages et de vérification de leur résistance aux sollicitations en service. Les déficits anormaux résultent principalement des incidents à la mise en tension, de la sous-estimation des effets mécaniques différés et de la corrosion des armatures.

Nous limitons volontairement le champ de cette anthologie à l'effort de précontrainte, car c'est principalement de sa pérennité que dépendent la résistance et le niveau de sécurité avant rupture.

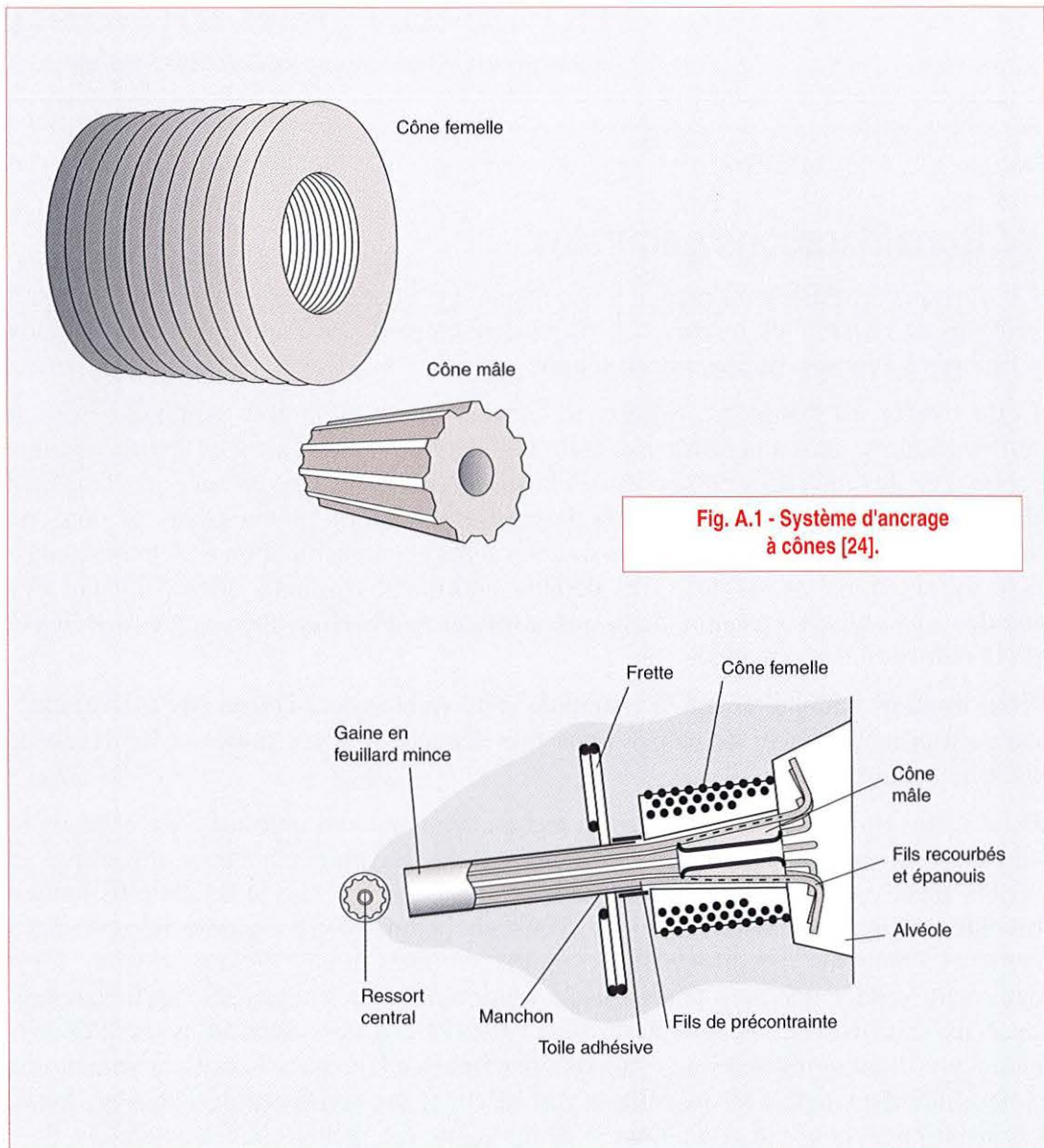
Pour cette chronologie, nous avons recherché, dans des publications relatant le déroulement des travaux depuis les années 1940, les préoccupations, difficultés et acquis successifs de ceux qui ont participé à la mise en œuvre de cette technique révolutionnaire de construction des ponts en béton. Notre enquête nous a aussi conduits à chercher des informations complémentaires auprès de la profession. C'est dans cette logique que nous analysons l'évolution des textes à caractère réglementaire, car ceux-ci reflètent en général assez bien l'état des connaissances au moment de leur rédaction. Étant applicables aux projets postérieurs à leur parution, ils marquent des étapes fiables au niveau de la qualité et de la sécurité des constructions réalisées. Ainsi, cet historique a pour but de faciliter le dépistage de cas pathologiques potentiels.

■ Évolution de la technique du béton précontraint par post-tension

◆ Situation en 1939

En 1908, Eugène Freyssinet invente la précontrainte par post-tension (arche d'essai du Veurdre dans l'Allier). En 1928, il est co-inventeur avec Seailles de la précontrainte par pré-tension (pont sur le barrage des Portes de Fer en Algérie et pont de l'Oedle en Allemagne). Ce n'est qu'en 1939, après le sauvetage de la gare maritime du Havre, que les premiers brevets concernant la post-tension sont déposés (systèmes d'ancrage : fig. A.1) par Freyssinet. Son idée fondamentale est d'associer béton et aciers à haute résistance, ces derniers étant tendus à l'aide de vérins de mise en tension.

À cette époque, quel est l'état des connaissances théoriques et pratiques de la précontrainte Freyssinet ?



➤ Sur le plan théorique (conception)

– La définition que donne Freyssinet de la précontrainte est la suivante [13] :

« Pour moi, une construction précontrainte est une construction soumise, avant application des charges, à des forces supplémentaires qui déterminent des contraintes telles que leur composition avec celles résultant des charges donne un total inférieur aux contraintes limites que la matière peut indéfiniment supporter sans altérations. Cette condition d'inégalité est essentielle, car, si elle est remplie, la construction est indéfiniment stable ; dans le cas contraire elle est appelée à disparaître ».

Cette définition conduit à ne pas admettre de traction dans le béton sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Le fluage du béton comprimé est mis en évidence en 1911 par Freyssinet, lors de la mise en service du pont du Veudre, arc à trois articulations en béton armé, dont la clé s'affaisse dangereusement. Il ne peut être sauvé que par un blocage de l'articulation centrale par vérins. Pourtant, le règlement de béton armé alors en vigueur (1906) précise formellement que le module d'Young du béton est constant et ne dépend que de la qualité du béton. Son évolution en fonction du temps et de la charge appliquée est donc, à l'époque, totalement exclue, ce qui fait dire à Freyssinet [13] :

« Je crois qu'un règlement n'a de valeur vraie et ne peut jouer son rôle, qui est de donner des garanties de sécurité soit aux constructeurs, soit au public, que s'il se borne à constater les règles confirmées par des réalisations nombreuses et variées. Autrement, il constitue à la fois une entrave et un fardeau qui ne peuvent qu'empêcher le progrès et préparer des culbutes ».

Ce n'est qu'en 1930, au congrès des ponts et charpentes de Liège que le fluage du béton est officiellement reconnu. Le premier règlement de béton à en faire état est celui de 1934.

- Les premiers constructeurs du béton précontraint admettent des contraintes en compression du béton en service de l'ordre de 130 kg/cm^2 , alors que le règlement de béton armé n'en admet que la moitié.
- Le frottement des câbles dans les réservations n'a pas encore fait l'objet d'études théoriques et pratiques très poussées. Il est notablement sous-estimé, comme le montrent les premières réalisations que nous détaillons ci-dessous.
- La relaxation des aciers à haute résistance est très mal connue.

➤ Sur le plan pratique (exécution)

- La précontrainte nécessite d'excellents bétons, obtenus par vibration.
- Les aciers utilisés sont des fils de type « corde à piano », trempés au plomb, de diamètre de 8 mm, ramenés par tréfilage et écrouissage à un diamètre de 5 mm. Leur limite élastique est de l'ordre de $115 \text{ à } 120 \text{ kg/mm}^2$ et leur résistance à la rupture comprise entre $140 \text{ et } 150 \text{ kg/mm}^2$ [14].
- La post-tension nécessite la confection de câbles. Ils sont constitués de fils ligaturés, puis enduits de bitume pour les protéger de la corrosion et faciliter le glissement à la mise en tension. Les réservations et conduits prévus pour leur passage dans le béton sont décrits ci-après. L'injection des conduits, pour assurer la pérennité des aciers, est alors considérée comme accessoire. Citons, à l'appui de cette assertion, une déclaration que Freyssinet fait en 1941 [15] : *« En béton précontraint, il peut arriver que l'on soit amené à parfaire la protection de certaines armatures par des précautions spéciales telles que l'injection des gaines ou tubes de passage des aciers. C'est une*

sujétion dont l'importance est réduite par le petit nombre et la faible section des armatures. Mais, sous cette réserve, la protection des armatures est beaucoup mieux assurée dans les ouvrages en béton précontraint que dans les ouvrages en béton armé ordinaires ».

◆ Période 1939-1952

Durant cette période, de nombreux ouvrages sont construits sans cadre réglementaire particulier au béton précontraint. On peut distinguer deux phases.

➤ 1939-1945

La période des hostilités et de l'occupation ne permet pas de réaliser de nombreux ouvrages, compte tenu de la pénurie de matériaux de construction (ciment, acier, bois, etc.).

Quatre ouvrages en béton précontraint sont néanmoins construits (deux modestes ponts-dalles, un pont à béquilles et une passerelle de type VIPP), pour lesquels les problèmes pratiques de la réalisation de la post-tension se trouvent posés.

– **Le pont de Luzancy** sur la Marne (commencé en 1941, fini en 1945) [16].

Il s'agit d'un pont à béquilles de 54 m d'ouverture, construit par voussoirs préfabriqués, assemblés par tronçons précontraints dans les trois directions (fig. A.2). Ce pont est considéré comme l'ouvrage de référence dans l'histoire de la préfabrication (1 016 éléments préfabriqués d'un poids compris entre 25 kg et 7 tonnes).

Que faut-il retenir de Luzancy ?

Les fils Ø5 mm sont bitumés et passent directement soit dans des encoches ménagées dans le béton en table supérieure et sous les talons des poutres, soit dans des tubes métalliques Ø26 mm, type chauffage central, dans les âmes des poutres. Dans les

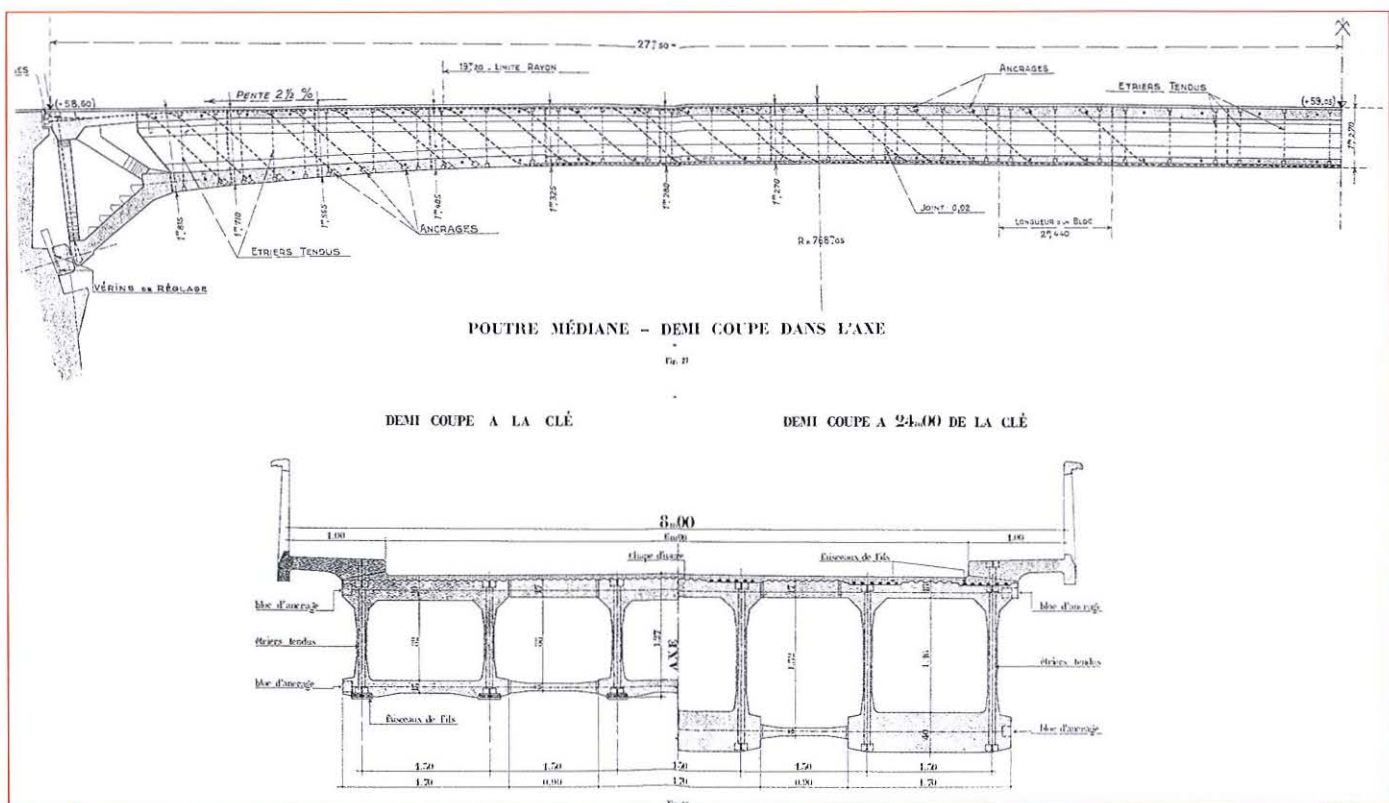


Fig. A.2 - Pont de Luzancy [16].

encoches, les fils sont peignés dans des grilles métalliques percées et fixées dans le béton par des crochets d'acier.

À la mise en tension des câbles longitudinaux des poutres centrales, les allongements sont très nettement insuffisants, en raison des frottements largement sous-évalués (la contrainte atteinte dans les aciers n'est que de 65 kg/mm² au lieu des 85 prévus). Pour obtenir les allongements, Freyssinet fait placer des braseros à proximité des câbles, en contrôlant soigneusement que la température ne dépasse pas 230 °C [13].

Les câbles sont ensuite protégés par :

- .injection dans les parties sous tubes dans les âmes. Le coulis est composé d'un volume de sable très fin et d'un volume de ciment,
- .application d'un mortier de ciment remplissant les encoches des talons de poutres,
- .bétonnage d'une chape d'usure de 5 cm, comblant les encoches de la table supérieure et protégeant les ancrages de la précontrainte verticale.

Il n'y a aucune chape d'étanchéité.

– **Le pont-dalle d'Elbeuf-sur-Andelle** (10 m de portée, terminé en 1942) [17].

Il constitue la première application pratique de la précontrainte par post-tension, car il est terminé avant Luzancy (fig. A.3).

Le câblage longitudinal a une forme parabolique. L'ouvrage n'étant pas préfabriqué, il faut bien protéger les câbles pendant le bétonnage et leur réserver un passage permettant la mise en tension ultérieure. À cet effet, les câbles sont constitués de dix fils d'acier tréfilé Ø5 mm, enveloppés de bitume, l'ensemble étant entouré d'un guipage de papier également imprégné de bitume. C'est, de façon artisanale, l'anticipation de la technique des câbles livrés gainés, pré-protégés par un produit permettant la mise en tension après bétonnage, sans devoir injecter ultérieurement les conduits.

L'ancrage des câbles s'effectue sur des ancrages à cône, si bien que lors de la séparation des fils, pour leur mise en place autour du cône, ceux-ci sont sans protection car le bitume est découpé pour pouvoir ancrer les fils sur le cône et le vérin. Les mises en tension se passent bien, car la température ambiante est suffisamment élevée pour que les frottements correspondent sensiblement aux prévisions. Sont effectués sur cet ouvrage

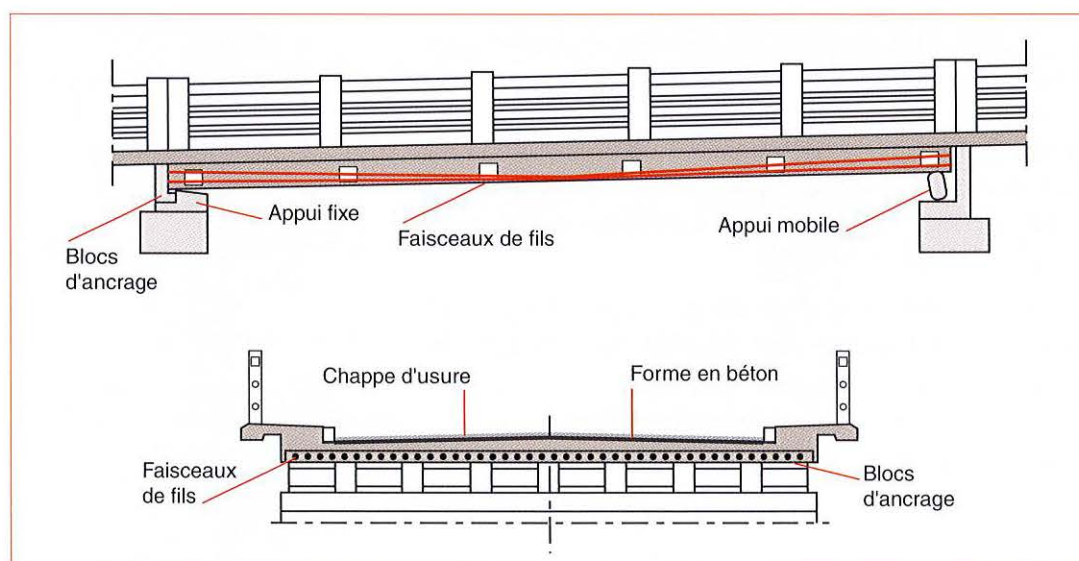


Fig. A.3 - Pont-dalle d'Elbeuf-sur-Andelle [17].

des essais sensiblement identiques à celui du coefficient de transmission tel qu'il est pratiqué actuellement, avec deux vérins en opposition aux extrémités d'un même câble. Après mise en tension, l'extrémité des câbles est protégée par injection de coulis de ciment, dont la composition est d'un volume d'eau pour un volume et demi de ciment. Les extrémités des fils sont ensuite retournées et noyées dans du béton.

Il n'y a pas de chape d'étanchéité, mais juste une couche de roulement constituée de pavés d'asphalte.

– **Le pont-dalle de Longroy** (20 m de portée, terminé en 1943) [17].

Sensiblement identique au pont-dalle d'Elbeuf-sur-Andelle, il est construit dans la même région, juste après celui-ci, par la même entreprise (Sainrapt et Brice).

Les mises en tension sont difficiles, car effectuées à une température sensiblement plus faible qu'à Elbeuf. On n'atteint pas les allongements désirés. Il est décidé de chauffer les aciers par passage d'un courant électrique de 1 000 A sous 10 V, directement appliqué sur les vérins en pression. Cette opération facilite les glissements, mais les tensions ne dépassent pas 70 à 75 kg/mm², au lieu des 90 prévus.

La protection des extrémités des câbles s'effectue comme à Elbeuf.

– **La passerelle de Bully-Grenay** commencée en 1946 [18].

On peut considérer qu'elle constitue l'archétype des VIPP, pour deux raisons essentiellement :

- elle comprend deux travées isostatiques de portée déjà assez importante (30 et 31 m), constituées de deux poutres préfabriquées chacune,
- la précontrainte est exercée par des câbles ancres aux abouts et des câbles relevés en travée avec un angle de 45°, ressemblant ainsi au relevage des barres de béton armé, tel qu'il se pratiquait à l'époque.

Ces câbles sont protégés par des conduits métalliques Ø25 mm, d'épaisseur 0,3 mm, dans les parties droites et par des tubes 26/34 dans les parties relevées (fig. A.4).

Sur cet ouvrage aussi, les frottements s'avèrent supérieurs aux prévisions. On tend les câbles à une tension supérieure de 10 à 15 % à la tension prévue. L'injection (un volume de ciment + un volume d'eau) est précédée d'un lavage au lait de chaux. Elle est ensuite menée des deux côtés, avec contrôle des quantités injectées (défiance maximale de deux litres sur une contenance prévisible de neuf litres du conduit). Il en est déduit *que l'enrobage fut donc toujours satisfaisant* [18].

Nous concluons cette période en rappelant les trois points technologiques non résolus correctement en 1945 avec la précontrainte Freyssinet :

- fragilité des gainages guipés des câbles,
- maîtrise insuffisante des frottements des fils bitumés,
- limitation des injections aux zones d'ancrage.

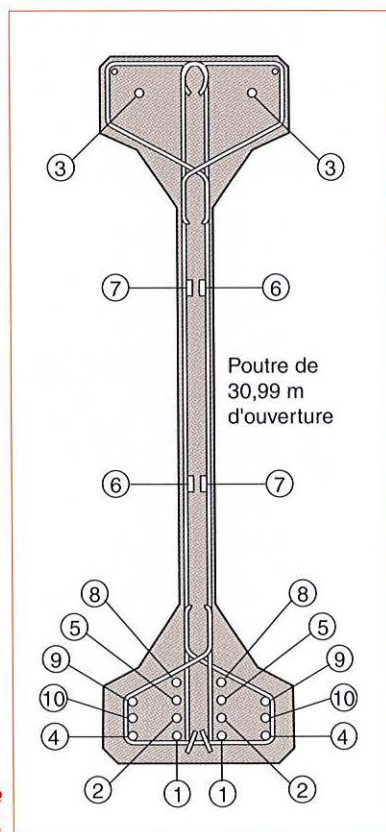


Fig. A.4 - Câbles de précontrainte avec leur ordre des mises en tension dans la passerelle de Bully-Grenay [18].

Précisons aussi qu'il n'y a pratiquement pas d'étanchéité sur les tabliers. C'est en 1943 que E. Freyssinet et E. Campenon fondent la STUP (Société technique pour l'utilisation de la précontrainte).

► 1946-1952

Les conflits de la seconde guerre mondiale sont terminés et commence alors la période de la reconstruction. La très jeune technique du béton précontraint appliquée aux ouvrages d'art prend un essor rapide et son rayonnement devient international. C'est en 1949 qu'est créée l'Association scientifique de la précontrainte (ASP), suivie en 1950 par la création de la Fédération internationale de la précontrainte (FIP).

En 1951, Y. Guyon publie un ouvrage intitulé *Étude théorique et expérimentale du béton précontraint* qui reste longtemps la bible. Les résultats de nombreux essais y sont détaillés, notamment sur le comportement à la rupture des poutres précontraintes isostatiques.

Durant cette période, la technologie évolue au fur et à mesure des nombreuses réalisations, qui servent de banc d'essai pour des améliorations plus ou moins importantes. La préfabrication se révèle être un mode d'exécution se prêtant bien à un assemblage par précontrainte tant pour les ouvrages de type VIPP que pour d'autres structures (ponts à béquilles de 72 m d'ouverture sur la Marne).

– **Les portées des travées indépendantes** deviennent de plus en plus importantes.

- pont de l'Hippodrome à Lille : 67 m,
- pont Saint-Waast à Valenciennes : 64 m,
- pont de Fontaine-sur-l'Isère à Grenoble : 55 m,
- passerelle des Bois Blancs à Lille : 52 m,
- pont de l'Hermillon sur l'Arc : 51 m,
- pont de la Denise sur l'Arc : 51 m.

– **Évolution du procédé Freyssinet**

Les câbles avec ressort central font leur apparition (1946/1947) afin de faciliter l'injection et d'éviter le chevauchement des fils dans les zones courbes ou près des ancrages (fig. A.5).

- pont de l'Hippodrome,
- pont d'Esquerchin.

Les câbles composés de 12Ø5, dont la tension permanente est estimée à 20 t, sont progressivement supplantés par des 12Ø7, avec une tension permanente estimée à

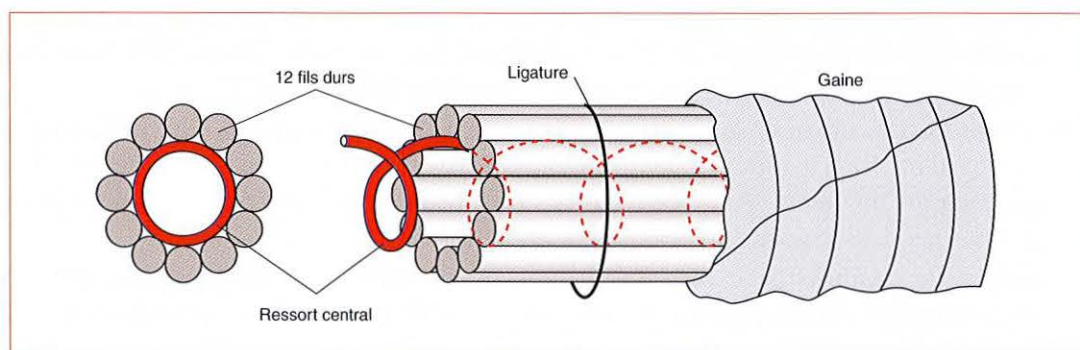


Fig. A.5 -
Câble à ressort central dans un conduit.

40 t. Les premiers fils Ø7 apparaissent en 1949/1950 avec le vérin de mise en tension correspondant, marquant ainsi un pas dans l'élévation de la puissance des unités (pont Saint-Waast, pont de l'Hippodrome, pont Saint-Momelin, passerelle des Bois Blancs).

Ancrages

Les plaques d'about préfabriquées apparaissent (pont d'Arles sur le Tech). Des cônes creux laissant passer le ressort central sont fabriqués, afin d'améliorer l'arrangement des fils unitaires près des ancrages.

Gainage des câbles

- Le guipage continue d'être employé compte tenu de la pénurie de « clinquant métallique » au sortir de la guerre (pont de la rue Lequeux à Lille, pont de Bourg d'Oisans). Cependant, on cherche à le rendre plus résistant au bétonnage en rajoutant un tube de carton en périphérie (passerelle Sequedin).
- Les conduits en feillard de 0,2 ou 0,3 mm d'épaisseur sont de plus en plus utilisés, dans un premier temps étanchés par du kraft bitumineux (pont Saint-Waast, pont de l'Hippodrome, pont de la Genevraye). C'est sur le pont de l'Hippodrome que l'on voit pour la première fois des conduits métalliques soudés longitudinalement.

Lubrification

Pour les câbles guipés, des produits Shell-Prat et Isolor sont cités comme lubrifiants pour les ouvrages du Nord. Pour les câbles sous conduit métallique, l'huile automobile est employée comme lubrifiant (pont Saint-Waast). Ce huilage conduit à décaper le dernier mètre de câble à la toile émeri et à l'eau salée, « la corrosion produite par cette dernière augmentant l'adhérence dans les cônes » [19].

Injection

La nécessité de protéger le câble de la corrosion, et non plus seulement dans les zones d'ancrage, est affirmée : « *il est nécessaire de protéger les câbles contre l'oxydation après mise en tension* ». C'est une des raisons de l'utilisation des câbles avec ressort central. Les pompes manuelles à injection apparaissent en remplacement des injections à air comprimé, ce qui diminue les risques de porosité du coulis (on ne dispose de pompes électriques que dans les années 1960) [20].

On affine la composition des coulis afin qu'ils soient suffisamment fluides, le coulis avec sable très fin étant toujours largement employé. Le sable utilisé est du type sable de Fontainebleau. Mais, on abandonne progressivement le sable pour un coulis pur, afin de faciliter l'injection.

Toutes ces améliorations n'empêchent pas **de nombreuses anomalies à la mise en tension**

- Frottements plus importants que prévus, provoqués par une mauvaise étanchéité des conduits métalliques (feillard) ou en papier kraft. La perte d'allongement est résorbée par chauffage des câbles au courant électrique (400 A sous 25 V pour un ouvrage situé rue Lequeux à Lille) ou par surtension des câbles.
- Rupture de fils derrière les ancrages due à des chevauchements, aux contraintes inégales d'un fil à l'autre et peut-être aussi aux surtensions visant à obtenir les allongements du calcul. Au pont d'Arles sur le Tech, il est fait état de ruptures dues à des pailles dans l'acier et des ruptures en sifflet à la base des cônes.
- Absence de conduits pour les câbles transversaux posés sur les poutres intermédiaires et ancrés sur les poutres de rive, dont la table supérieure est plus épaisse. La protection de ces câbles est assurée par du mortier remplissant les rainures dans lesquelles ils sont disposés, sans étanchéité ultérieure (pont de l'Hippodrome - pont Saint-Waast).

– Apparition de nouveaux procédés de précontrainte

Procédé Chalos-GTM (1947) constitué d'une armature souple pré-tendue à 90 tonnes

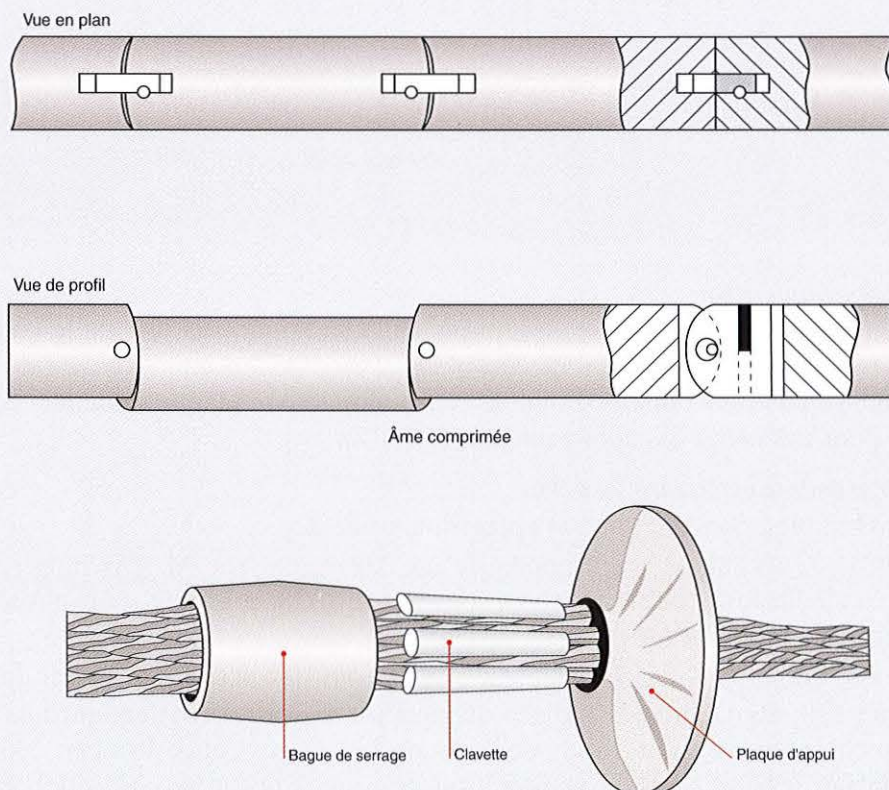
Dans ce procédé, les torons de précontrainte sont disposés en un câble entourant une âme axiale, formée d'une chaîne d'osselets (fig. A.6). Ce câble est tendu sur un banc et bloqué après mise en tension, par le moyen de tire-fonds sur la chaîne d'osselets qu'il met en compression. Cet ensemble est mis en place dans les coffrages. Après durcissement du béton, il ne reste plus qu'à dévisser les tire-fonds pour reporter l'effort de précontrainte à la structure et récupérer les osselets.

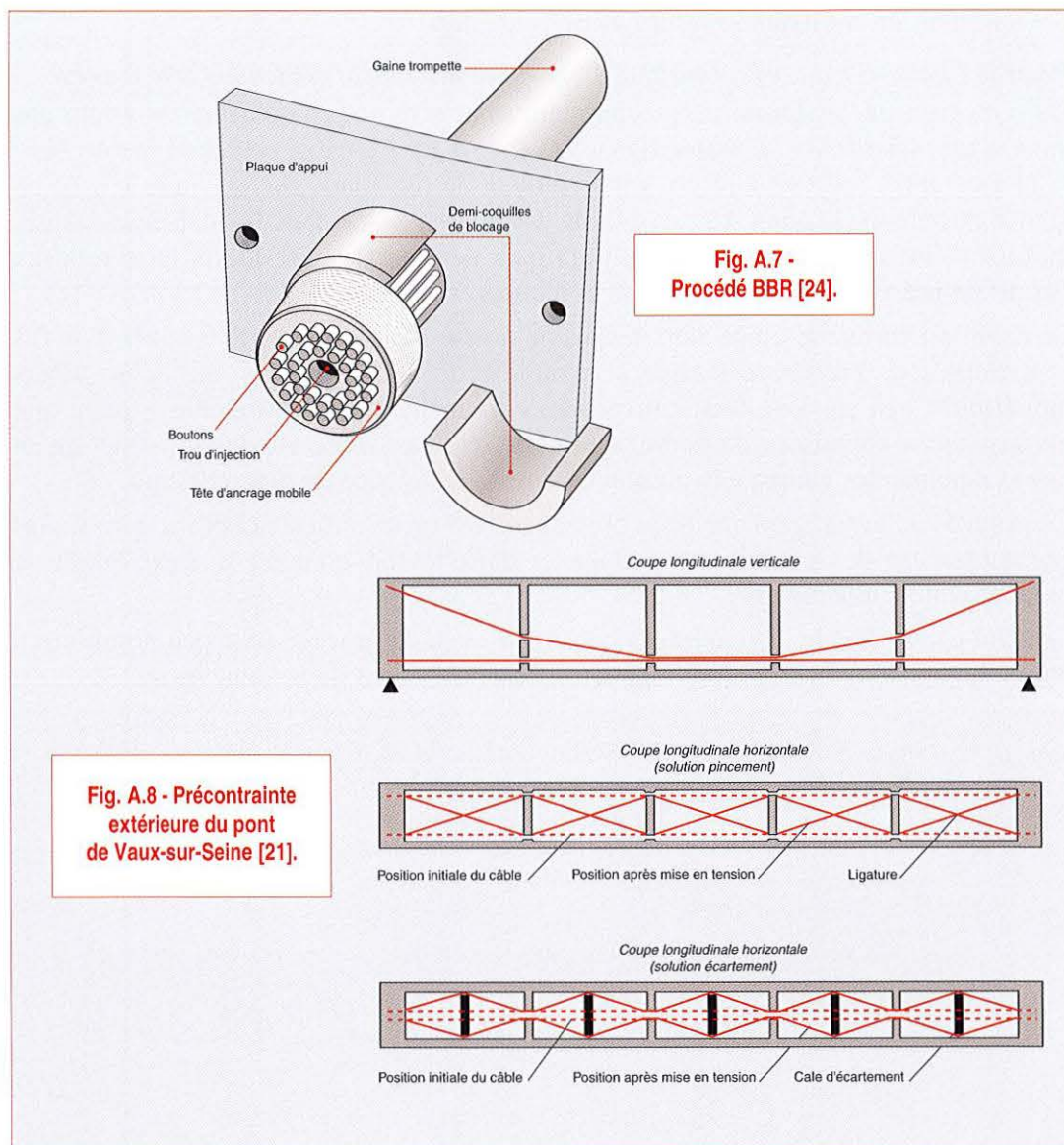
Le câble est formé de vingt-deux torons de douze fils de 2 mm (830 mm^2). Les fils sont tréfilés et ont une résistance à la rupture de 180 à 200 kg/mm². Ces valeurs numériques très élevées illustrent bien la « surenchère promotionnelle » quant aux performances supposées de certains aciers. Cette tendance va durer longtemps et représente une des causes aux nombreux cas de déficience de précontrainte.

Ce procédé a l'avantage d'une forte puissance. Ses inconvénients résident dans le fort encombrement de ses culots d'ancrage et dans le fait qu'il ne se prête pas à la précontrainte d'assemblage.

Pendant cette période, les ouvrages construits avec ce procédé sont peu nombreux : pont d'Ingersheim en 1950 (ouvrage à trois travées), pont de la Genevraye.

**Fig. A.6 - Procédé Chalos-GTM.
Croquis de l'âme et de l'ancrage [24].**





La précontrainte BBR

mise en œuvre par l'entreprise Boussiron, fait son apparition lors de la construction du viaduc de la Voulte. Il s'agit de câbles 18Ø7 ou 30Ø7, dont l'ancrage est assuré par boutonnage des fils et interposition de cales entre tête et plaque d'ancrage correspondante, pour maintenir les allongements (fig. A.7).

La précontrainte extérieure au béton

aujourd'hui bien connue, fait son apparition en France.

En fait, cette technique a été appliquée en Allemagne par M. Dischinger sur deux ouvrages : le Saale-Brücke à Alsleben, construit en 1928, et le pont-route d'Aue en Saxe, construit en 1936-1938 [20].

Sur ces ouvrages, la précontrainte est exercée par des barres d'acier mi-dur, de fort diamètre (70 mm), ancrées par des dispositifs vis-écrou, permettant une mise en tension complémentaire au cours de la vie de l'ouvrage. Cela est fait en 1962 pour le pont d'Aue, à la suite de la constatation de graves désordres. En effet, la tension initiale de ces barres est très faible (22 kg/mm^2) [20] et se trouve vite annulée par les raccourcissements du béton.

En France, quatre ouvrages sont construits sur l'idée de la précontrainte extérieure :

- Le pont de Vaux-sur-Seine (1952) (fig. A.8) [21] : ouvrage à trois travées continues, avec la précontrainte du procédé Coignet (câbles nus, ancrés à leurs extrémités, mis en tension par déformation géométrique - écartement ou rapprochement de deux câbles initialement parallèles - et comportant trente-six fils Ø5).
- Le pont de Villeneuve-Saint-Georges (1952) : ouvrage isostatique à trois travées dont une en cantilever dans la passe centrale, avec une précontrainte exercée par des câbles et ancrages de type pont suspendu (113 fils de Ø4,1 et de résistance 160-180 kg/mm²).
- Le pont de Port à Binson (1952) constitué de deux travées isostatiques à caissons, avec la précontrainte Coignet.
- Le pont de Can Bia à Arles sur le Tech : poutre caisson, formant une travée indépendante de 63 m de portée, avec une précontrainte Freyssinet.

Les promoteurs de la précontrainte extérieure prétendent que cette technique présente les avantages suivants [21] :

- absence de frottement permettant d'écarter les incertitudes concernant la précontrainte réelle efficace,
- possibilité de mesure de la contrainte de l'acier « par enregistrement des fréquences de vibration d'un fil des câbles ».

Dans la précontrainte extérieure, les câbles peuvent être protégés de l'oxydation par des produits à base de goudron ou bitume, badigeonnés en périphérie suivant les techniques employées pour les ponts suspendus.

– Étanchéité des tabliers

Elle n'est quasiment pas assurée, parce que l'on considère à cette époque que la précontrainte ferme toutes les fissures et que, par conséquent, le tablier en béton est étanche (cas de cinq ouvrages sur la Marne, notamment).

On relève toutefois la présence d'une chape en asphalte de 3 cm sur l'ouvrage de la rue Lequeux à Lille.

◆ Période 1953-1957

Cette période est principalement marquée par :

➤ Le début de la réglementation

et des recommandations nationales et internationales du béton précontraint

C'est en 1953 que paraît le premier règlement français du béton précontraint, sous la forme d'une *instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint*. Ce texte couvre non seulement les principaux aspects du calcul des ouvrages, mais aussi ceux liés à la construction et à l'exécution des ouvrages.

Au titre de la présente recherche, nous en retiendrons les éléments suivants :

- Il fournit une définition du béton précontraint totalement comprimé, tout en laissant une ouverture vers des constructions mixtes, que l'on désigne de nos jours sous les appellations *béton armé précontraint* ou *béton partiellement précontraint*.
- Il donne des précisions sur le calcul du retrait et du fluage du béton, la relaxation des aciers et les frottements des câbles dans les conduits courbes.
- Il impose une vérification à la rupture, sous des surcharges doublées, avec des valeurs forfaitaires pour le moment résistant ultime des aciers et du béton.

- Il légalise les contraintes de compression élevées pratiquées en béton précontraint.
- Il fixe les valeurs minimales d'enrobage des armatures à 35 mm en bord de mer et 20 mm ailleurs.
- Il oblige à effectuer des mises en tension avec mesures simultanées des efforts et des allongements.
- Il recommande de prévoir, dans les cahiers des prescriptions spéciales (CPS), des clauses concernant la composition du béton (dosage au ciment de 400 kg/m³ minimum, fabrication et vibration mécanique obligatoire), la qualité des armatures de précontrainte (limite élastique conventionnelle et limite de rupture - essais de réception tels que traction, pliage, relaxation) et leur mise en œuvre exclusivement dans des conduits métalliques étanches. Cette dernière disposition marque vraisemblablement la fin des guipages et conduits cartonnés ou bitumés.
- L'injection est admise comme allant de soi et le texte comporte le commentaire suivant, au titre du calcul des sections (article 7) : *Le remplissage des trous par injection de mortier de ciment ne saurait dispenser de déduire les vides correspondants.*

Les premiers travaux de l'ASP, en vue d'établir les spécifications auxquelles doivent satisfaire les armatures de précontrainte pour assurer la sécurité des constructions, commencent en 1956 pour aboutir au premier texte, mis en application en 1958, que nous étudions de façon plus détaillée dans le paragraphe « Période 1958-1966 ».

➤ Les méthodes générales de calcul s'approfondissent

Citons :

- **1953** : M. Guyon publie une étude expérimentale des poutres continues en béton précontraint [18],
- **1954** : M. Robinson publie (chez Dunod) un cours de béton précontraint [22].

Dans cet ordre d'idées, rappelons aussi que le CHEBAP (Centre des hautes études du béton armé et précontraint) est inauguré en 1957, marquant ainsi la volonté de former des ingénieurs spécialistes de haut niveau, pour promouvoir une technique en plein développement.

Il est toutefois paradoxal de constater que, malgré le nombre croissant de publications concernant le calcul du béton précontraint, les notes de calcul de la précontrainte des VIPP de l'époque sous-évaluent toujours les pertes totales forfaitaires de précontrainte. En effet, les valeurs de l'époque, pour le plus grand nombre des ouvrages réalisés par la STUP (Freysinet maintenant), sont les suivantes :

.Contrainte des aciers, à rupture « garantie » : 140 kg/mm².

Elle correspond à la résistance minimale des aciers disponibles sur le marché, à savoir celle des laminés traités de Longwy, tandis que la résistance atteint 160 kg/mm² avec les tréfilés de Bourg.

.Limite élastique conventionnelle (et tension initiale au vérin) : 125 kg/mm².

On se soucie peu de cette grandeur, la mise en tension initiale étant assimilée à un pré-étirage qui de toute façon « redresse » le diagramme des aciers, avec en contrepartie un contrôle des tensions par les allongements obtenus, pas très efficace.

.Contrainte permanente, toutes pertes incluses : 85 ou 87 kg/mm².

Cette contrainte perpétue des calculs ou plus exactement des évaluations déjà anciennes, considérées comme validées par l'expérience, attribuant un effort permanent de 20 t pour un câble 12Ø5 (s = 235 mm²) puis de 40 t pour un câble 12Ø7 (s = 462 mm²).

L'ensemble des pertes représente donc 30 % environ de la tension initiale, ce qui n'exclut pas que les pertes soient sous-évaluées. Mais, c'est surtout ultérieurement, lorsque la technique s'est développée, qu'une certaine concurrence sous-estime les pertes.

➤ Les producteurs d'acier cherchent à améliorer les caractéristiques des fils de précontrainte [23]

Les aciers tréfilés Ø5, utilisés après la seconde guerre mondiale, présentent deux défauts :

- **Une irrégularité de résistance**, à cause des soudures bout à bout des rouleaux de fils avant tréfilage. En effet, les zones de soudure présentent des caractéristiques différentes (- 20 à 25 % de résistance) de celles des zones courantes, par suite notamment de leur décarburation. Par ailleurs, l'utilisation du tréfilage, pour augmenter la résistance des aciers, entraîne une diminution de l'allongement à rupture. Les caractéristiques du procédé de l'époque, associé à certaines origines de fil machine, produisent des fils peu ductiles.
- **Une relaxation importante** (10 à 11 %).

Des améliorations sont recherchées, ce qui se traduit par deux nouvelles productions :

Les aciéries de Longwy lancent sur le marché en 1952 des fils laminés trempés au plomb : plus homogènes que les aciers tréfilés, d'allongements à la rupture plus importants, mais de résistance à la rupture nettement plus faible,

Les aciéries de Châtillon-Commentry Neuves-Maisons lancent en 1954 des aciers laminés trempés à l'huile de diamètre 5 et 7 mm, à haute limite élastique conventionnelle (130-135 kg/mm²), à faible relaxation (3 à 5 %), mais à limite de rupture peu importante (145-150 kg/mm²) et forte sensibilité à la corrosion.

Toutefois, apparaissent aussi sur le marché des aciers tréfilés (Câbleries de Bourg-en-Bresse), à courbe caractéristique d'allongement présentant une adaptation plastique réduite et, ainsi, des risques de fragilité, accentués par les imperfections du procédé.

➤ Les procédés de précontrainte continuent leur diversification et leur évolution

- Précontrainte Freyssinet

Les recherches portent essentiellement sur l'amélioration des conduits en feuillard de façon, d'une part, à les rendre étanches et suffisamment résistants aux contraintes du bétonnage et, d'autre part, à réduire sensiblement les frottements avec les câbles. En 1957, apparaît le conduit Manurhin autolubrifié, livré en couronne de grande longueur évitant les manchonnages, sources de pénétration de laitance, et présentant des coefficients de frottement satisfaisants. Malheureusement, ces nouveaux conduits en feuillard, à revêtement interne au plomb, très utilisés dans la période qui suit (1958-1966), se révèlent parfois agressifs en présence d'eau par création d'un couple électrolytique défavorable à l'acier.

Les câbles sont huilés à l'huile soluble. Avant injection, les câbles sont lavés, pour éliminer l'huile et permettre un ancrage des fils par adhérence au coulis, en cas de rupture. Les injections ne se pratiquent quasiment plus à l'air comprimé mais avec des pompes, ce qui améliore la compacité du coulis dans les conduits. Le viaduc d'accès au pont de Tancarville, réalisé en 1957, a donné lieu à des contrôles d'injection qui révèlent que le coulis comble 98 % des vides d'après F. Dumas [14].

– Précontrainte Chalos GTM-SEEE

Le câble Chalos de 90 t est utilisé jusqu'en 1954, notamment sur le VIPP sur la Garonne à Ondes (ouvrage à cinq travées de 39 m avec six câbles de 90 t par poutre). Des incidents sont observés à la construction, du fait de l'emploi de ciment alumineux pour la fabrication des culots d'ancrage (ils doivent être arrosés pendant la prise, compte tenu de l'échauffement) et de sables incompatibles avec le ciment alumineux. Notons que d'autres ouvrages sont construits avec ce procédé (pont de Chartrettes, pont de la Genevraye et pont de Saint-Fons).

À partir de 1954-1955, apparaissent les câbles à torons avec ancrage métallique claveté, qui présente l'avantage d'éviter tout glissement à l'ancrage. Ces câbles comportent quatre ou sept torons, composés de sept fils $\varnothing 3,6$ de 160 et 180 kg/mm² de résistance à la rupture, qui peuvent développer respectivement un effort de 50 t et 75 tonnes (fig. A.9).

Pour leurs défenseurs, les avantages des torons résident en :

- la réduction de l'effet de la rupture d'un fil unitaire, repris par frottement dans le toron,
- l'existence d'une adhérence de forme sur le coulis.

Freyssinet reste néanmoins dubitatif sur la sécurité des câbles toronnés, dont il n'a pas l'expérience et auxquels il préfère les fils, puisqu'il écrit en 1957 : « *L'utilisation des câbles toronnés pour la réalisation des précontraintes est dangereuse et si, pour des raisons particulières on est amené à l'envisager, elle doit être entourée de très grandes précautions* » [25].

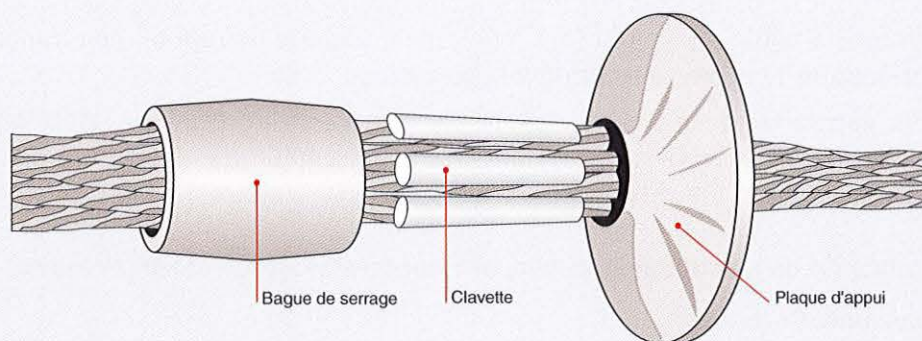
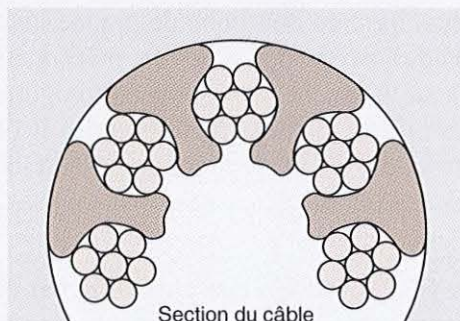


Fig. A.9 - Procédé Chalos GTM-SEEE [24].



Section du câble

➤ Les chapes d'étanchéité évoluent peu

On construit encore de nombreux ouvrages sans chape d'étanchéité, les mentalités vis-à-vis de cette protection n'ayant guère évolué depuis le début de la précontrainte. Lorsqu'une chape existe, il s'agit fréquemment d'un mastic d'asphalte de 10 à 15 mm. Des étanchéités constituées d'une couche d'imprégnation et d'un produit asphaltique passé au balai sont aussi réalisées.

À la fin de cette période, on comptabilise environ 300 ouvrages en béton précontraint, tous types confondus. On peut estimer que les structures de type VIPP en représentent environ 80 %, puisque les constructions d'ouvrages hyperstatiques en sont à leur tout début.

◆ Période 1958-1966

Durant cette période, environ 900 ouvrages en béton précontraint sont construits, ce qui porte, en 1966, le parc total à plus de 1 200 ouvrages en béton précontraint, dont 700 VIPP. On y note une significative prise de conscience de la nécessité d'améliorer la qualité des ouvrages, notamment dans tous les aspects liés à la pérennité de l'effort de précontrainte.

Cela se traduit dans les faits de deux façons :

- au travers d'une polémique sur la maladie du béton précontraint,
- par une forte activité d'amélioration des règlements existants et par l'élaboration de nouvelles recommandations couvrant des domaines qui, jusque là, n'ont pas été abordés.

➤ Polémique sur la maladie du béton précontraint

Les incidents survenus dans la première décennie d'application du béton précontraint sur ouvrages d'art (et notamment des VIPP) concernent plus particulièrement les ruptures fragiles et la corrosion des aciers à haute résistance. Ils entraînent une véritable psychose. On parle d'épidémie de ruptures et de maladie du béton précontraint. Des polémiques quant aux origines de ces problèmes opposent ceux qui incriminent la fragilité et la susceptibilité à la corrosion des aciers à ceux qui imputent la plupart des incidents à de mauvaises pratiques de mise en œuvre. Nous résumons, ci-dessous, les idées exprimées par les uns et par les autres.

Synthèse des recherches sur la fragilité et la susceptibilité à la corrosion des aciers entre 1958 et 1966

Trois publications se complètent dans l'esprit et le temps.

❶ *Exposé de M. Heuzé* au comité d'octobre 1958 de l'AFPC intitulé *Le problème de la corrosion sous tension des aciers de précontrainte*.

La corrosion fissurante est identifiée comme « une déchirure d'un matériau métallique avec action simultanée d'un agent de corrosion et d'une tension statique avec ou sans formation apparente d'un produit de corrosion ».

Contrairement aux ruptures consécutives à une corrosion de nature électrochimique, pour lesquelles les sections sont taillées « en pointe de crayon », celles dues à la corrosion sous tension sont des cassures planes, perpendiculaires à l'axe du fil, qui présente en général des tâches noires caractéristiques et sur la périphérie une lunule, point de départ de la fissuration. Aucune striction n'est observée au voisinage de la rupture.

Pour que les attaques de l'acier puissent se produire dans le béton, il faut réunir trois facteurs :

- une susceptibilité de l'acier liée à une hétérogénéité provoquée soit par le traitement thermique (trempe), soit par la méthode de mise en œuvre, comme le pré-étirage, par exemple, donnant naissance à un écrouissage dangereux. A cet égard, le tréfilage est considéré comme acceptable, car il crée une surface homogène constituant une bonne défense contre la corrosion commençante,
- des tensions mécaniques internes,
- des agents agressifs comme le chlorure de calcium et le sulfure de calcium (ciment de laitier par exemple).

M. Heuzé propose les moyens de défense suivants :

- choix de l'acier

Il préconise des aciers patentés, dont la teneur en carbone soit au plus égale à 0,65 %, l'écrouissage à la mise en œuvre devant être évité,

- qualité du béton

Il doit être homogène pour éviter les couples électrochimiques. Éviter le ciment de laitier et ceux contenant des chlorures « *au-delà d'une certaine proportion* »,

- éviter la corrosion atmosphérique des aciers en attente d'injection, en les badi-geonnant à l'aide de produits appropriés.

❷ **Série d'articles de M. Duriez en 1964**, au titre évocateur de l'état d'esprit d'alors : « *Une question à l'ordre du jour : comment s'opposer avec efficacité à la corrosion des armatures et fils d'acier au sein des bétons armés et précontraints ?* » [26].

Retenons-en essentiellement que :

- la corrosion électrolytique ordinaire peut être totalement évitée avec un enrobage de béton homogène de 4 centimètres,
- la définition d'une forme de corrosion « *plus insidieuse et plus dangereuse encore : c'est la corrosion intercrystalline fissurante détruisant toute résistance, notamment du fait de l'action fragilisante de l'hydrogène mis en liberté par l'action de la chaux sur la poudre d'aluminium contenue dans certains adjuvants* »,
- le danger de dépasser certaines teneurs en sels.

❸ **Rapport du Comité RILEM-FIP-AIPC** sur les problèmes de corrosion du béton précontraint en 1966.

Ce rapport souligne que le mode de fabrication des fils peut entraîner une tendance à la rupture par corrosion. Les fils tréfilés patentés présentent plus de sécurité à la rupture par corrosion que les fils laminés, trempés et revenus. Cet état de chose est attribuable, non seulement aux différences de structure, mais aussi à la différence de surface des deux espèces de fils. Le traitement par étirage bouche la surface alors que le laminage et le trempage laissent une surface ouverte aux attaques.

Trois formes de corrosion sont jugées comme dangereuses :

- la corrosion par piqûre, observée dans les bétons contenant des chlorures ;
- la corrosion intercrystalline sous tension, due à certains corps chimiques dans le voisinage du fil et particulièrement les nitrates, alors que « *encore récemment, on supposait que les chlorures étaient également susceptibles d'entraîner ce type de phénomène de corrosion* » ;
- l'effet de fragilisation par l'action de l'hydrogène : l'hydrogène sulfuré est probablement l'agent corrosif le plus dangereux pour les fils de précontrainte ; il est contenu en grande quantité dans l'air des régions industrielles ou agricoles ; ce sulfure provient aussi parfois du liant utilisé dans certaines espèces de béton.

Les moyens de protection évoqués par le comité sont :

- le remplissage correct des conduits par un coulis sans chlorure,
- la protection des fils avant injection par des produits pouvant être enlevés facilement pour améliorer l'ancrage des fils au coulis,
- la galvanisation et l'emploi de résines époxy (études en cours à l'époque).

Les arguments des défenseurs du béton précontraint

Les écrits de MM. Guyon et Dumas nous permettent de comprendre l'état d'esprit de ceux qui s'efforcent de défendre le béton précontraint face aux visions pessimistes de ceux qui analysent en laboratoire les causes et les mécanismes de corrosion.

Concernant la fragilité de certains aciers, M. Guyon reconnaît en 1962 [27] que *« peut-être a-t-on dans certains cas demandé trop au seul traitement thermique et cela peut expliquer les incidents qui se sont produits vers 1950. Si telle a été la faute, elle a été corrigée et on peut considérer que les aciers actuellement sur le marché présentent des garanties de régularité suffisantes... »*.

Concernant la susceptibilité des aciers laminés trempés à l'huile, M. Guyon écrit : *« on a voulu incriminer certains procédés mécaniques d'élaboration ; d'une façon plus précise, on a prétendu que les aciers laminés étaient plus susceptibles à la corrosion que les fils tréfilés. On s'est basé pour cela sur les résultats d'essais de laboratoire de fils mis en flexion par enroulement et plongés dans des bains au nitrate d'ammonium chauffés à 105° ; les aciers étaient classés d'après le temps s'écoulant avant la rupture. Cet essai ne me paraît aucunement représentatif. Lors d'une réunion privée tenue à Paris en 1954, où vingt cas de rupture ont été examinés, 80 % étaient relatifs à des aciers tréfilés et 20 % à des aciers laminés, pourcentage correspondant à peu près aux pourcentages utilisés dans l'ensemble des pays pour ces sortes d'acier et dans aucun des cas, le tréfilage ou le laminage ne pouvaient être incriminés »* [27].

Tout en admettant que les aciers laminés trempés à l'huile sont les plus susceptibles à la corrosion, M. Dumas précise que l'entreprise qui les a utilisés *« a toujours injecté complètement ses gaines avec un coulis non agressif mettant ainsi ces aciers laminés trempés à l'huile hors d'état d'être corrodés »* [23].

Les incidents sont imputés à une mauvaise mise en œuvre et à des injections trop tardives : *« En fait, notre expérience personnelle nous a montré qu'avec les aciers que nous utilisons et une bonne protection par injection, faite suffisamment tôt, il n'y a aucun risque de corrosion »* [27].

« En définitive, si les risques de corrosion des aciers doivent être pris avec sérieux, avec la volonté de les éliminer en agissant efficacement sur leur cause réelle, c'est-à-dire en protégeant correctement les aciers, il convient de ne pas s'abandonner à la psychose qui sévit présentement dans l'esprit de certains et qui tendrait à faire croire que tous les ouvrages sont à plus ou moins long délai en voie de perdition parce que dans quelques cas, heureusement très rares, du fait de fautes ou d'erreurs de mise en œuvre, des incidents se sont produits. Il est à noter que jamais à ma connaissance, on a pu imputer de tels incidents à la qualité des aciers de précontrainte utilisés » [23].

Les plus lucides des exécutants se doutent que l'injection n'est en général pas parfaite, au sens où il doit subsister des vides locaux. Néanmoins, ils ne les considèrent pas comme dangereux, sous réserve de l'absence de risques de circulation d'eau, c'est-à-dire que l'ouvrage est bien conçu et bien réalisé.

► Forte activité à caractère réglementaire

● Apparition d'une réglementation pour la fourniture des fils de précontrainte

Les travaux de l'ASP débouchent sur des recommandations publiées le 8 février 1958. Ce texte retient pour caractères de base, outre les caractéristiques géométriques, les caractéristiques mécaniques suivantes :

- la contrainte de rupture,
- la limite conventionnelle d'élasticité à 1 ‰,
- l'allongement hors striction,
- le diagramme de relaxation sous longueur et sous température constante pour une tension initiale de 0,8 fois la contrainte de rupture,
- le nombre de pliages et de torsions alternés que l'acier est capable de supporter sans se rompre.

La particularité de ces premières spécifications est de laisser au producteur le choix des caractères minimaux des armatures qu'il met sur le marché et de vérifier les valeurs garanties, en tenant compte de la moyenne des résultats d'essais et de leur dispersion (écart moyen arithmétique).

Le premier texte à valeur réglementaire proprement dite est le CPC, fascicule 4 titre II « *fils d'aciers ronds pour armatures de précontrainte non toronnées* », paru le 1^{er} septembre 1960. Celui-ci s'éloigne peu des recommandations de l'ASP. Il prévoit un contrôle en usine des caractères garantis par le constructeur. Les épreuves ont lieu sur présentation en recette et portent sur douze échantillons. Elles sont réputées satisfaisantes quand la moyenne des résultats, diminuée de 2,5 fois l'écart moyen quadratique, est supérieure à la spécification garantie.

Les fils utilisés doivent être agréés. Des agréments sont attribués entre 1961 et 1966. Le bulletin technique n° 3 du SCET [28] recense, en 1967, vingt-neuf fils agréés.

● Agrément des procédés de précontrainte

L'ASP crée en 1964 une commission d'agrément des procédés de précontrainte, ayant pour but d'aider l'utilisateur, en étudiant pour lui les systèmes proposés à l'agrément par les constructeurs. L'objet de ses travaux est essentiellement d'agréer les systèmes d'ancrage et non les procédés au sens plus large (post-tension/pré-tension/pré-contrainte extérieure, etc.) :

- l'ancrage doit présenter une résistance au moins égale à la résistance garantie de l'armature,
- l'allongement à rupture du câble ancré doit être au moins égal à l'allongement garanti de l'armature,
- la résistance à la fatigue est estimée sur la base d'essais en traction ondulée,
- la facilité de mise en œuvre (robustesse, simplicité, souplesse d'adaptation aux imperfections de chantier) et d'injection des conduits fait l'objet d'examen particuliers [24].

Pour les travaux relevant de l'État, l'arrêté ministériel du 21 avril 1965 crée une commission ministérielle d'agrément des procédés de précontrainte qui donne agrément aux cinq procédés suivants, avant 1967 [28] :

❶ Procédé Freyssinet

- câbles à fils : 1Ø8, 12Ø5, 12Ø7, 12Ø8 (le 12Ø8 est apparu en 1958 et mis en œuvre pour la première fois sur les ponts de la chute d'Oraison en 1960),

– câbles toronnés : 12T13 et 12T15 (164 t et 235 t respectivement en force maximale sous l'ancrage à la mise en tension) ; l'unité 12T13 est apparue en 1960 et la 12T15 en 1965.

② Procédé BBR-B et BBR-V

– câbles à fils 1Ø7, 1Ø8, 9Ø7, 14Ø7, 18Ø7, 22Ø7, 30Ø7, 54Ø7.

Les plus couramment utilisés sont les câbles 9Ø7 (51 t), 18Ø7 (103 t) et 30Ø7 (171 t).

③ Procédé SEEE

– câbles toronnés :

quatre torons de (sept fils de 3,6) + un fil de 4	49 tonnes
sept torons de (sept fils de 3,6)	83 tonnes
sept torons de (sept fils de 4,35)	110 tonnes
un toron de (soixante et un fils)	118 tonnes
dix-neuf torons de (sept fils de 3,6)	
+ dix-huit fils	240 tonnes

④ Procédé KA à fils Sigma ovales

de deux à quarante fils avec des forces maximales sous ancrage de 10 à 214 tonnes.

Il s'agit de fils laminés à empreintes, excellents à ce titre pour leur adhérence en pré-tension, mais bien mal adaptés à la post-tension, à cause des frottements très élevés. De plus, ces aciers traités sont, à certaines époques, parmi les plus sensibles à la corrosion fissurante sous tension.

⑤ Procédé PCB à câbles toronnés

– un toron 37Ø5	98 tonnes
– un toron 61Ø5	161 tonnes

L'hétérogénéité des efforts annoncés pour les différentes unités – en transformant ces efforts en contraintes – donne une idée des dérives qui peuvent affecter le dimensionnement de la précontrainte, par suite de « confusions » quant à la signification des efforts.

● Évolution de la réglementation pour la conception et l'exécution des ouvrages

Dans le cadre des initiatives qu'elle prend en vue de la normalisation des matériaux et procédés mis en œuvre dans la technique du béton précontraint, l'ASP décide en 1960 de confier à une commission de spécialistes le soin de rédiger des recommandations pour le calcul des ouvrages. Publiées en juin 1965, elles tiennent compte de l'évolution des idées sur l'évaluation de la sécurité des ouvrages, notamment le calcul à la rupture, dont le concept a déjà été introduit dans le règlement de calcul du béton armé BA 60.

Le 12 août 1965, une nouvelle instruction provisoire, appelée par la suite IP1, relative à l'emploi du béton précontraint dans les ouvrages dépendants du ministère des Travaux Publics et des Transports, remplace celle de 1953. Ce texte tient lieu de règlement de calcul mais aussi d'exécution des ouvrages, en particulier dans son annexe III, intitulée *Recommandations pour la rédaction des cahiers de prescriptions spéciales relatifs à l'exécution des ouvrages en béton précontraint*.

POUR LA PARTIE CALCUL ET CONCEPTION

Ce règlement apporte des précisions par rapport à celui de 1953, notamment sur les valeurs de retrait, fluage, relaxation, frottements et diffusion de la précontrainte. La vérification à la rupture sous surcharges doubles est légèrement modifiée pour tenir compte du vent.

Il modifie sensiblement les règles d'enrobage et d'espacement des conduits : la distance d'un conduit à une paroi coffrée ne peut plus être inférieure à 4 cm. L'attention est attirée sur la nécessité de réserver une distance suffisante entre conduits ou paquets de conduits pour permettre le passage des plus gros éléments du béton et les appareils de vibration interne.

POUR LA PARTIE EXÉCUTION

- la nocivité du chlore dans le ciment ou les adjuvants est soulignée,
- la section de conduit est portée à deux fois celle de l'armature et le raboutage par ruban adhésif interdit,
- le lubrifiant des câbles doit être une huile soluble anti-corrosive,
- le mortier de cachetage des câbles et d'injection ne doit contenir aucun produit susceptible d'attaquer l'acier (notamment de chlorure de calcium, de laitier ou de générateurs d'hydrogène tels que la poudre d'aluminium),
- des événements doivent être prévus aux points hauts et bas des câbles,
- les injections ne doivent pas être entreprises si la température risque de chuter au-dessous de + 5 °C dans les 48 heures à venir.

La directive provisoire sur l'exécution des ponts en béton précontraint du 5 août 1966 constitue le premier texte complet exclusivement consacré à la réglementation de l'exécution des ouvrages en béton précontraint. C'est pourquoi ce n'est qu'à partir de cette date que les ouvrages peuvent être considérés *a priori* d'une qualité leur assurant une pérennité satisfaisante. Elle marque le début d'une politique cohérente de contrôle des ouvrages et entraîne un élargissement des tâches des laboratoires officiels ou agréés, particulièrement sollicités. C'est dans ce contexte que se développent les Laboratoires régionaux des Ponts et Chaussées et leurs sections Bétons et Ouvrages d'art.

Dans cette directive, on trouve enfin l'obligation de mettre des chapes d'étanchéité sur les ouvrages, « *quelles que soient leurs dimensions ou leur structure fonctionnelle afin de renforcer la protection des aciers contre la corrosion* ». Le premier dossier-pilote traitant des chapes d'étanchéité, STER 66, paraît à la même période.

◆ Période de 1967 à nos jours

En 1967, le SETRA édite le dossier pilote VIPP 67. Ce n'est pas un texte réglementaire, mais il donne toutes les indications particulières à l'exécution des VIPP. Il comprend en outre un programme de calcul électronique fin, phase par phase, de ces structures, tenant compte de toutes les dispositions réglementaires en vigueur. Signalons à titre d'information que le SETRA a édité en 1996 une mise à jour du dossier-pilote VIPP 67, sous le titre de *Guide de conception des ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP)*, pour prendre en compte les modifications apportées par le BPEL 1991 [3].

En 1968, le LRPC de Blois est doté du premier appareil de gammagraphie, permettant de contrôler l'injection des conduits dans des épaisseurs de béton pouvant aller jusqu'à 60-70 centimètres.

En 1971-1972, est réalisée sous la direction du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées une étude systématique de toutes les formules régionales de coulis, c'est-à-dire des combinaisons ciment-adjuvants, satisfaisantes du point de vue rhéologique.

Cette étude sert de base à la *Directive provisoire sur les injections des gaines des ouvrages en béton précontraint* de mars 1973 (LCPC/SETRA). Bien qu'il soit depuis longtemps question de l'actualiser, elle reste la référence, en attendant la procédure d'homologation aujourd'hui à l'étude.

Ainsi, dès le début de la période de 1967 à nos jours, tous les « ingrédients » sont en place pour construire des VIPP qui ne soient pas suspects sur le plan de leur précontrainte et sortent donc du cadre de notre document. C'est pourquoi nous ne l'étudions pas en détail.

Toutefois, c'est durant cette période que se sont révélés les premiers cas pathologiques de VIPP imputables à une corrosion en service des armatures de précontrainte. On compte actuellement environ une vingtaine d'ouvrages démolis ou réparés pour cette raison.

■ Rappel des textes réglementaires sur le béton précontraint

Circulaire de 1953	26/10/1953	Circulaire n°141 du ministère des Travaux publics, des transports et du tourisme : Instructions provisoires relatives à l'emploi du béton précontraint.
IP1	12/08/1965	Circulaire n°44 du ministère des Travaux publics et des transports portant approbation d'une instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint, basée sur la méthode des contraintes admissibles.
Directive provisoire de 1966	05/08/1966	Directive provisoire sur l'exécution des ponts en béton précontraint, premier texte complet exclusivement consacré à la réglementation de l'exécution des ouvrages en béton précontraint.
Directive provisoire de 1966	Mars 1973	Directive provisoire LCPC/SETRA sur les injections des gaines des ouvrages en béton précontraint.
IP2	13/08/1973	Circulaire n°73-153 du ministère de l'Aménagement du territoire, de l'équipement, du logement et du tourisme portant approbation d'une instruction provisoire n°2 relative à l'emploi du béton précontraint, basée sur la méthode des « états-limites » et fixant les règles de coexistence de l'IP1 et de l'IP2. <i>N.B. : ce texte a été très peu utilisé, la coexistence permettant l'utilisation de l'IP1. L'échec de l'IP2 a conduit à mettre rapidement à l'étude le BPEL 83.</i>
1974	23/04/1974	Circulaire 74-60 modifiant certains articles de l'IP1, en ce qui concerne le calcul des pertes par relaxation dans les aciers et le calcul de la tension initiale.
1975	02/04/1975	Circulaire de la DR, complétant l'IP1 en donnant des instructions complémentaires à inclure dans les CPS, concernant la conception et le calcul des ponts à poutres caissons construits par encorbellement.

1977		Circulaire 77-67 sur la tension des barres de précontrainte.
1979	16/08/1979	Circulaire 79-78 sur la mise en œuvre des unités de précontrainte (f , \emptyset , F_p et F_0) pour les étriers actifs.
1979	17/12/1979	Circulaire 79-121 relative à la réimpression de l'IP1, intégrant les modifications apportées par les circulaires 74-60, 02/04/75, 77-67.
1980	09/07/1980	Circulaire CTOA1739 modifiant la tension initiale et introduisant les torons supers - circulaire 1736 fixant la tension initiale des barres de précontrainte.
BPEL 83	08/10/1983	Circulaire du ministère de l'Urbanisme et du logement et du ministère des Transports relative au titre I section II du fascicule 62 du CCTG, fixant les règles de calcul des constructions en BP vis-à-vis des états-limites.
BPEL 91	01/12/1991	Circulaire du ministère de l'Équipement, du logement, des transports et de l'espace relative au titre I section II du fascicule 62 du CCTG., modifiant les règles BPEL 83.
1994	19/04/1994	Circulaire 94-34 : recommandations sur l'utilisation des barres de précontrainte.

■ Conclusions

Les 700 premiers VIPP construits avant 1967 le sont dans un contexte détaillé précédemment, conduisant à douter *a priori* de la pérennité de leurs efforts de précontrainte. Parmi ces ouvrages de première génération, les 250 construits avant 1957 représentent une catégorie particulièrement sensible. Ceci ne veut naturellement pas dire que tous ces ouvrages sont actuellement menacés. Nous connaissons nombre de VIPP de cette époque dont les câbles sont en parfait état pour nous en être assurés par les moyens de laboratoire décrits au chapitre relatif aux « Investigations, résultats et suites à donner ».

Simplement, nous avons voulu montrer que le diagnostic de ces ouvrages doit être formulé avec une extrême prudence, même en l'absence de signes visibles de déficit de précontrainte, ce qui nous conduit à préconiser pour les VIPP de première génération des tests systématiques de dépistage des cas pathologiques, en complément des inspections détaillées réglementaires.

Références bibliographiques

- [1] Dossier pilote VIPP 67 - SCET.
- [2] P. TROUILLET (1993), *Évolution de la conception et de la réalisation des ponts de grandes et moyennes portées*, Journées d'études CEIFICI-SETRA, Paris, 27-28 janvier.
- [3] Guide de conception des ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP), SETRA, février 1996.
- [4] J.-L. BRAULT (1970-1971), Cours de béton précontraint, ENPC.
- [5] Y. LABASTE (1991), Mémoire de thèse : *Contribution à la pathologie des ouvrages de type VIPP*, Conservatoire national des arts et métiers, Centre régional associé de Bordeaux.
- [6] E. BELTREMIEUX (1996), *Les ponts routiers français en béton précontraint*, Extrait de *Travaux*, avril, pp. 3-35.
- [7] C. ABDUNUR (1985), Mesures de contraintes sur ouvrages d'art par une méthode de libération miniaturisée, *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **138**, juillet-août.
- [8] C. ABDUNUR (1996), *Mesures directes de contraintes par libération partielle*, Journées GAMAC (Groupement d'avancement des méthodes d'analyse des contraintes) Extensio-métrie 96, Paris, 19-20 mars.
- [9] C. ABDUNUR, R. EYMARD (1996), *Redistribution des contraintes et réserves statiques dans les ponts en béton précontraint*, Conférence internationale sur la Gestion des ponts, Guilford (GB), 14-17 avril.
- [10] C. CREMONA (1994), *Étude de la fiabilité à l'état limite ultime d'éléments structuraux d'un viaduc à travées indépendantes à poutres précontraintes : le cas du pont Vauban*, Journées des sciences de l'ingénieur du LCPC, Giens, 4-7 octobre.
- [11] A. RAHARINAÏVO (1995), *Contrôle des câbles de précontrainte par réflexion d'impulsions électriques (méthode RIMT : reflexive impulse measurement technique)*, Présentation de la méthode et commentaires, Document interne, mai.

- [12] M. COURT, B. GREZES, P. LOSSET (1996), Surveillance des ouvrages et des sites : Pont Neuf de Foix, *Bulletin Ouvrages d'art du SETRA*, **25**, novembre.
- [13] J.A. FERNANDEZ ORDONEZ, Eugène Freyssinet, J.C. Éditions.
- [14] F. DUMAS (1958), Résistance et sécurité du béton précontraint, *Travaux*, décembre, pp. 1029-1036.
- [15] E. FREYSSINET (1941), Une révolution dans l'art de bâtir : les constructions précontraintes, *Travaux*, novembre, pp. 335-359.
- [16] E. FREYSSINET (1946), Le pont de Luzancy sur la Marne, Discours prononcé à l'occasion de son inauguration, *Travaux*, mai, pp. 161-162.
- [17] M. REDONNET (1943), Une nouvelle application du béton précontraint ; les ponts-dalles d'Elbeuf-sur-Andelle, *Travaux*, octobre, pp. 347-359.
- [18] M. WIDMAN (1946), La passerelle publique pour piétons de Bully-Grenay en béton précontraint, *Travaux*, février, pp. 45-55.
- [19] F. DUMAS (1951), L'évolution de la précontrainte du béton armé aux cours de la reconstruction des ouvrages du Nord et du Pas-de-Calais, *Travaux*, octobre, pp. 568-577.
- [20] R. PITLOUN (1963), Remise en état du pont en béton précontraint d'AUE, en Saxe, construit en 1936-1937 et remise en tension de ses armatures, *Travaux*, juillet-août, pp. 353-366.
- [21] E. FOUGEA, M. CAYLA (1951), Nouveau mode de mise en précontraint, Pont de Vaux-sur-Seine, *Travaux*, avril, pp. 323-330.
- [22] J.R. ROBINSON (1954), Cours de béton précontraint, Dunod.
- [23] F. DUMAS (1966), Les matériaux, les spécifications qui les régissent et leur mise en œuvre, *Travaux*, avril, pp. 377-452.
- [24] G. DREUX (1966), Les procédés français de précontrainte et leur évolution, *Travaux*, avril, pp. 453-483.
- [25] E. FREYSSINET (1946), L'idée française de la précontrainte révolutionne l'art de construire, *Travaux*, juillet pp. 355-368.
- [26] M. DURIEZ (1964), Comment s'opposer avec efficacité à la corrosion des armatures et fils d'acier dans les ouvrages en béton armé ou précontraint, *Travaux*, juillet, pp. 618-626.
- [27] M. GUYON (1962-1963), Cours de béton précontraint, CHEBAP.
- [28] Armatures et procédés de précontrainte, *Bulletin thématique*, **3**, mai 1967, SCET.

Autres références

C. ABDUNUR, J.-L. DUCHENE (1988), *Mesures des rotations pour le schéma statique d'un ouvrage fissuré*, Conférence internationale sur les Mesures et essais en génie civil, Lyon-Villeurbanne, 13-16 septembre.

- M. BRACHET (1970), Bilan de quelques années d'observation des phénomènes de corrosion sous tension des aciers à haute résistante, *Annales de l'ITBTP*, **2**, repris dans le *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **45**, pp. 115-129.
- J.-P. CAMPS, J. BEGUINE, A. RAHARINAÏVO (1982), Influence des inclusions de sulfures sur la résistance à la corrosion des aciers pour câbles, *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **117**, janvier-février.
- J.-L. DUCHENE (1992), *Surveillance des VIPP*, Rapport de synthèse, novembre.
- F. DUMAS (1959), Résistance et sécurité du béton précontraint, *Travaux*, février, pp. 89-96.
- R. GUINEZ (1991), Contrôle non destructif des ouvrages d'art par gammagraphie, radiographie et radioscopie, *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **171**, janvier.
- D. POINEAU (1996), Historique de la construction des ponts en béton précontraint, Document interne SETRA, septembre.
- A. RAHARINAÏVO (1978), Conditions de durabilité des armatures du béton précontraint, *Annales du BTP*, **364**, pp. 48-53.
- J.-L. ROBERT, M. COURT, N. VODINH, B. GODART (1998), Mise sous haute surveillance du Pont Neuf de Foix, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **215**, mai-juin.
- M. VIRLOGEUX (1983), La précontrainte extérieure, *Annales de l'ITBTP*, décembre.
- P. XERCAVINS (1966), Les ponts à poutres et les ponts dalles en béton précontraint, *Travaux*, avril, pp. 555-588.

Document publié par le LCPC
sous le numéro 59023104

Conception et réalisation
LCPC-IST, Ruth Amar

Dessins
LCPC-IST, Philippe Caquelard

Crédits photographiques
LCPC, LRPC Blois, LRPC Lille

Impression
Imprimerie BIALEC, Nancy

Dépôt légal
4e trimestre 2001

Viaducs à travées indépendantes à poutres précontraintes (VIPP)

Les premières directives concernant les viaducs à travées indépendantes et à poutres précontraintes par post-tension (VIPP) ont été publiées en 1967, soit vingt-cinq ans après la construction des premiers d'entre eux. Comme ces structures sont grêles et fragilisables, elles sont sensibles à la corrosion des armatures de précontrainte, dont la protection était parfois imparfaite.

C'est pourquoi, il est important de surveiller ces viaducs. La méthodologie de cette surveillance est détaillée dans ce guide. Celle-ci commence par une inspection détaillée et prend en compte les niveaux des désordres observés et leurs causes probables. Il s'agit le plus souvent de défauts d'étanchéité du tablier, de défauts du béton, de la déficience de la protection contre la corrosion et de la susceptibilité intrinsèque à la corrosion des aciers.

L'organigramme de la surveillance des VIPP prévoit aussi trois niveaux d'investigations complémentaires. Il s'agit, par exemple, d'examiner l'état des armatures de précontrainte, en certains endroits après avoir ouvert de petites fenêtres.

Les actions à entreprendre, au vu des résultats de ces investigations, sont précisées dans le guide.

Independent-span and post-tensioned prestressed beam viaducts (VIPP)

The initial directives regarding the independent-span and post-tensioned prestressed beam viaducts (VIPP) were published in 1967, some twenty-five years after the building of the first structures of this type. Given that these viaducts are both quite slender and easily brittle, they are also sensitive to corrosion of the prestressing tendons, whose protection is not always entirely assured.

For this reason, monitoring of these viaducts has become essential. The methodology employed to perform such monitoring is presented in this guide. The first part provides a detailed inspection that includes the levels of the disorders observed and their likely causes. In most instances, such disorders are due to failures of the deck's waterproofing, defects in the concrete, insufficient corrosion protection and the intrinsic sensitivity of steel to corrosion.

The "VIPP" survey chart calls for three more levels of complementary investigations, which could for example consist of examining the state of the prestressing tendons at specific locations once small windows have been opened. The required set of actions, in light of investigation results, have been elucidated in this guide.