

MINISTÈRE DES TRANSPORTS

instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art

FASCICULE

32

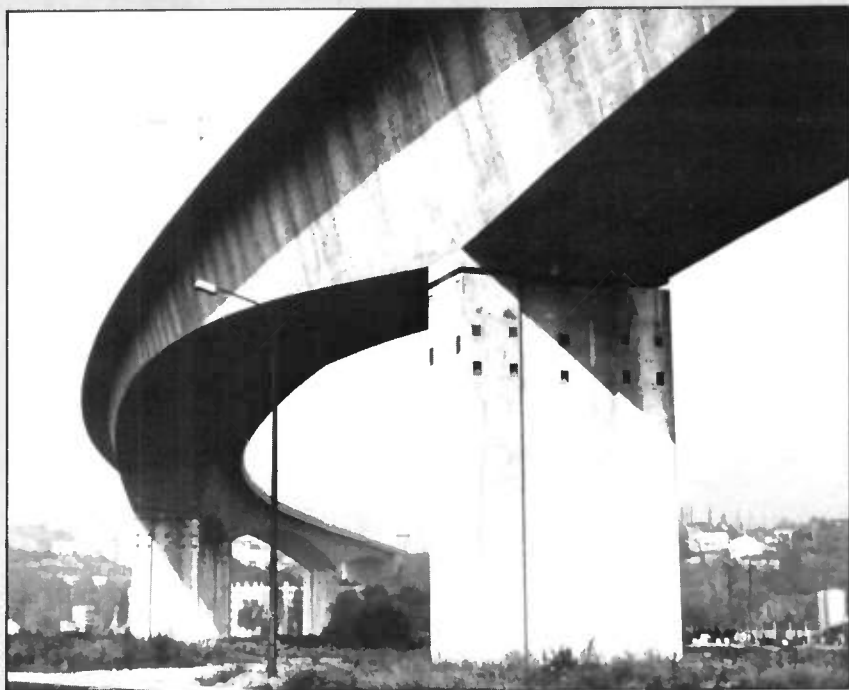
DEUXIÈME PARTIE

Ponts en béton précontraint

SOUS-FASCICULE

32.2

Ponts
à poutres-calssons
ou à nervures
et ouvrages analogues
en béton précontraint



Direction des Ponts

244 boulevard St-Germain - 75773 Paris Cedex 16

Instruction technique du 19 octobre 1979

2^e PARTIE

DISPOSITIONS PARTICULIERES

FASCICULE 32

Ponts en béton précontraint

SOUS-FASCICULE 32.2

Ponts à poutres-caissons ou à nervures et ouvrages analogues en béton précontraint

Juillet 1984

Document diffusé par

le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
58, boulevard Lefebvre, 75732 Paris Cedex 15

le Service d'Etudes techniques des Routes et Autoroutes
46, avenue Aristide-Briand - 92223 BAGNEUX

AVERTISSEMENT

Le présent document est l'un des fascicules dont l'ensemble constitue la deuxième partie de l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art du 19 octobre 1979. Compte tenu de la diversité des ouvrages, et de l'importance du document, le fascicule 32 relatif aux ponts en béton précontraint a été subdivisé en deux sous-fascicules dénommés respectivement 32-1 et 32-2. La liste des fascicules est la suivante :

- Fasc. 01. Dossiers d'ouvrage.
- Fasc. 02. Généralités de la surveillance.
- Fasc. 03. Mesures de sécurité - Auscultation - Surveillance renforcée - Haute surveillance.
- Fasc. 04. Surveillance topométrique.
- Fasc. 10. Fondations en site aquatique.
- Fasc. 11. Fondations en site terrestre.
- Fasc. 12. Appuis.
- Fasc. 13. Appareils d'appui.
- Fasc. 20. Zone d'influence - Accès - Abords.
- Fasc. 21. Equipements des ouvrages (protection contre les eaux - revêtements - joints de chaussée et de trottoirs - garde-corps - dispositifs de retenue).
- Fasc. 30. Ponts et viaducs en maçonnerie.
- Fasc. 31. Ponts en béton non armé et en béton armé.
- Fasc. 32. Ponts en béton précontraint.
- Fasc. 33. Ponts métalliques (acier, fer, fonte).
- Fasc. 34. Ponts suspendus et ponts à haubans.
- Fasc. 35. Ponts de secours.
- Fasc. 36. Ponts mobiles.

Fasc. 37. Ponts en bois.

Fasc. 38. Ponts en alliage léger.

Fasc. 40. Tunnels, tranchées couvertes, galeries de protection.

Fasc. 50. Buses métalliques.

Fasc. 51. Ouvrages de soutènement.

Fasc. 52. Déblais et remblais.

Fasc. 53. Ouvrages de protection.

Cet ensemble de fascicules est élaboré, au sein du groupe chargé — sous la présidence de M. André Mogaray, Ingénieur général des Ponts et Chaussées, coordonnateur de la mission spécialisée d'inspection générale des ouvrages d'art — de l'étude de la politique générale de surveillance et d'entretien des ouvrages d'art, par un groupe de travail dans lequel sont représentés :

- Les Directions départementales de l'Équipement de l'Ain, des Alpes de Haute-Provence, du Gard, de la Moselle et du Nord.
- Les Centres d'études techniques de l'Équipement d'Aix-en-Provence, de Bordeaux, de Lille, de Lyon et de Rouen.
- Le Laboratoire central des Ponts et Chaussées.
- Le Service d'études techniques des routes et autoroutes.
- Le Centre d'études des tunnels.
- Le Service central technique des ports maritimes et des voies navigables.
- Le Centre national des ponts de secours.
- Le Service du contrôle des autoroutes concédées.
- La Direction générale des collectivités locales du ministère de l'Intérieur.

Le rapporteur du présent fascicule 32, sous-fascicule 32-2 (Ponts en béton précontraint - Ponts à poutres-caissons ou à nervures et ouvrages analogues en béton précontraint) est M. Poineau, IDTPE au SETRA.

SOMMAIRE

CHAPITRE 1 - Champ d'application.....	7
CHAPITRE 2 - Généralités.....	7
2.1. Morphologie, méthodes d'exécution et modes de fonctionnement.....	7
2.1.1. Avantages et domaine d'utilisation des poutres-caissons.....	7
2.1.2. Différents types d'ouvrages.....	8
2.1.3. Connaissance de la méthode de construction.....	10
2.2. Documentation à consulter.....	10
2.3. Particularité des ouvrages en béton précontraint, incidences sur la surveillance.....	10
CHAPITRE 3 - Notions sur les causes et la nature des désordres.....	11
3.1. Avertissement.....	11
3.2. Généralités.....	11
3.2.1. Origine des désordres.....	11
3.2.2. Signes révélateurs de désordres.....	12
3.3. Fissures traduisant une insuffisance de résistance des poutres principales vis-à-vis de la flexion.....	12
3.3.1. Désordres les plus courants.....	12
3.3.2. Causes.....	14
3.3.2.1. La redistribution des efforts sous l'effet des déformations différées gênées.....	14
3.3.2.2. Les gradients thermiques.....	16
3.3.2.3. Les insuffisances de précontraintes.....	17
3.3.2.4. Un excès de charges permanentes.....	19
3.3.2.5. Les efforts parasites et les charges excessives.....	19
3.3.3. Cas particuliers.....	20
3.3.3.1. Ouvrages coulés sur cintre.....	20
3.3.3.2. Ouvrages construits en travées indépendantes et rendus continus.....	20
3.4. Fissures traduisant une insuffisance de résistance des poutres principales vis-à-vis de l'effort tranchant.....	21
3.4.1. Désordres.....	21
3.4.2. Causes.....	22
3.5. Fissures suivant le tracé des câbles.....	24
3.5.1. Désordres.....	24
3.5.2. Causes.....	24
3.6. Fissures inclinées dans les hourdis au voisinage des ancrages de câbles.....	25
3.6.1. Désordres.....	25
3.6.2. Causes.....	27
3.7. Fissures et désordres traduisant des poussées au vide excessives.....	27
3.7.1. Désordres.....	27
3.7.1.1. Désordres apparaissant sur les ouvrages en service.....	27
3.7.1.2. Désordres initiés à l'exécution.....	30
3.7.2. Causes.....	31
3.8. Fissurations et désordres divers.....	34
3.8.1. Fissurations locales dues aux retraits gênés et aux effets thermiques.....	34
3.8.2. Corrosion des câbles.....	36
3.8.3. Conséquences des reprises de bétonnage mal exécutées ou mal disposées.....	37
3.8.4. Désordres particuliers au droit de joints entre voussoirs.....	37
3.8.5. Fissuration au droit des joints de couplage.....	39
3.8.6. Conséquences de la mauvaise estimation des efforts, et de la mauvaise transmission de ceux-ci.....	40
3.8.7. Conséquences des tassements de cintres, du mauvais réglage des contre-flèches et des déformations des coffrages.....	41
3.8.8. Fissuration due à un mauvais positionnement des câbles.....	43
3.9. Mesures à prendre.....	43

CHAPITRE 4 - Surveillance	45
Remarques liminaires.....	45
4.1. Codification des parties de l'ouvrage.....	45
4.2. Surveillance continue.....	45
4.3. Visite annuelle.....	46
4.3.1. Généralités - Organisation et préparation de la visite.....	46
4.3.2. La visite - Les points à examiner.....	47
4.3.3. Procès-verbal de visite annuelle.....	49
4.4. Inspection détaillée périodique.....	49
4.4.1. Généralités. Organisation et préparation de l'inspection.....	49
4.4.2. Exécution de l'inspection.....	50
4.4.3. Procès-verbal d'inspection détaillée périodique.....	51
4.5. Inspection détaillée exceptionnelle.....	51
CHAPITRE 5 - Entretien.....	52
5.1. Entretien courant.....	52
5.2. Entretien spécialisé.....	52
CHAPITRE 6 - Réparations.....	54
Avertissement.....	54
6.1. Méthodologie des réparations majeures.....	54
6.1.1. Etude préalable.....	54
6.1.2. Lancement de la consultation - Passation du marché.....	55
6.1.3. Exécution des travaux.....	55
6.1.4. Surveillance de l'ouvrage réparé.....	56
6.2. Méthodes de réparation usuelles.....	56
Remarque liminaire.....	56
6.2.1. Méthodes de réparation d'un ouvrage présentant une insuffisance de résistance à la flexion.....	57
6.2.1.1. Rappel des désordres caractéristiques.....	57
6.2.1.2. Principe du renforcement.....	57
6.2.1.3. Dénivellation d'appuis.....	57
6.2.1.4. Précontrainte additionnelle.....	57
6.2.2. Méthodes de réparation d'un ouvrage présentant une insuffisance de résistance à l'effort tranchant.....	59
6.2.2.1. Rappel des désordres caractéristiques.....	59
6.2.2.2. Principe du renforcement.....	59
6.2.2.3. Dimensionnement.....	59
6.2.3. Méthodes de réparation d'un ouvrage présentant des désordres localisés dans les hourdis et plus particulièrement dans le hourdis inférieur.....	60
6.2.3.1. Rappel des types de fissuration caractéristiques.....	60
6.2.3.2. Réparation des désordres dus à la poussée au vide.....	60
6.2.3.3. Réparation des désordres localisés dus à la diffusion et à l'entraînement.....	60
6.2.4. Méthodes de réparation d'un ouvrage présentant plusieurs types de désordres à la fois.....	61
ANNEXE 1 - Documentation.....	65
ANNEXE 2 - Modèle de document signalétique.....	67
ANNEXE 3 - Modèle de procès-verbal de visite annuelle.....	70
ANNEXE 4 - Cadre de procès-verbal d'inspection détaillée périodique.....	74
ANNEXE 5 - Exemple de codification des parties de l'ouvrage.....	78
ANNEXE 6 - Eléments de connaissance des modes de construction.....	84
ANNEXE 7 - Quelques méthodes usuelles de réparation.....	90

Page laissée blanche intentionnellement

CHAPITRE 1

Champ d'application

Les dispositions du présent sous-fascicule sont applicables à tous les types de ponts-caissons en béton précontraint isostatiques ou hyperstatiques quel qu'ait été leur mode d'exécution (sur cintre classique, sur cintre autolanceur-autoporteur, par poussage, par encorbellements successifs avec ou sans préfabrication des tronçons). Par extension, elles peuvent être appliquées à certains ponts à nervures exécutés par les mêmes procédés.

Elles ne sont pas applicables directement aux autres ouvrages comportant du béton précontraint tels que les dalles alvéolaires, ou les ponts à haubans par exemple.

REMARQUES

Le présent sous-fascicule ne traite que des problèmes spécifiques aux ouvrages sus-visés. Pour ce qui concerne les parties communes à de nombreux ouvrages d'art et les désordres généraux du béton armé et du béton précontraint, il convient de se reporter aux fascicules correspondants, notamment 31 et 32-1.

Les instructions concernant les gestionnaires d'ouvrages figurent essentiellement dans les chapitres 4 (Surveillance) et 5 (Entretien) et au paragraphe 3.9 du chapitre 3 (Mesures à prendre en cas de désordres).

CHAPITRE 2

Généralités

2.1 — MORPHOLOGIE, MÉTHODES D'EXÉCUTION ET MODES DE FONCTIONNEMENT (se reporter au Bulletin technique n° 7 du SETRA visé en annexe 1)

2.1.1. — Avantages et domaine d'utilisation des poutres-caissons

Les poutres creuses à contours fermés, appelées couramment poutres-caissons, présentent du fait de la bonne répartition de la matière une bonne résistance à la flexion et à la torsion, et également des facilités de visite (si les accès existent).

Cette forme de poutre est utilisée notamment pour franchir des brèches importantes, pour les ponts courbes, lorsque la hauteur disponible pour le tablier est faible.

2.1.2. — Différents types d'ouvrages

Parmi les différents types de structures qui font l'objet du présent sous-fascicule, il est possible de citer :

- les travées indépendantes en poutres-caissons ;
- les poutres-caissons continues de hauteur variable (fig. 1) ou constante (fig. 2) ;
- les ponts à béquilles (fig. 3) ;
- certains ponts en arc (fig. 4).

Fig. 1 — Poutre continue de hauteur variable.

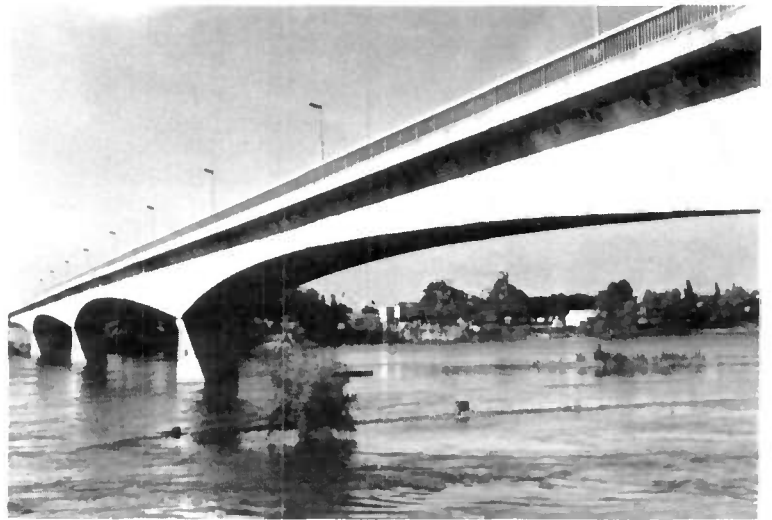
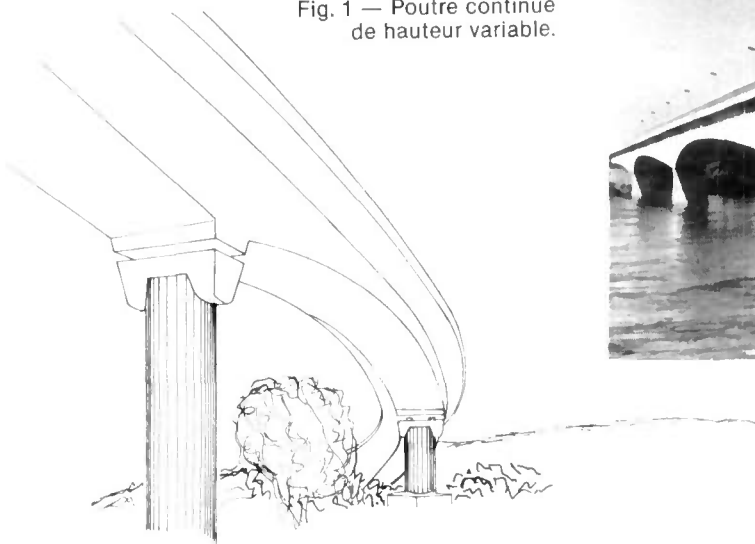
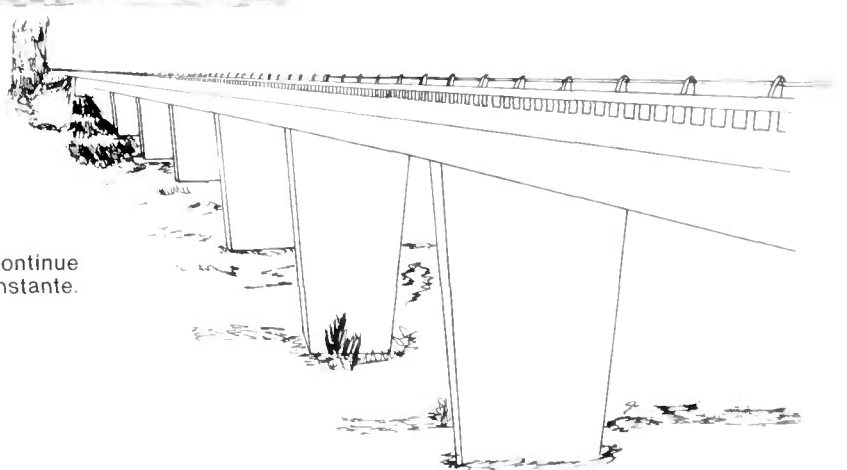


Fig. 2 — Poutre continue de hauteur constante.



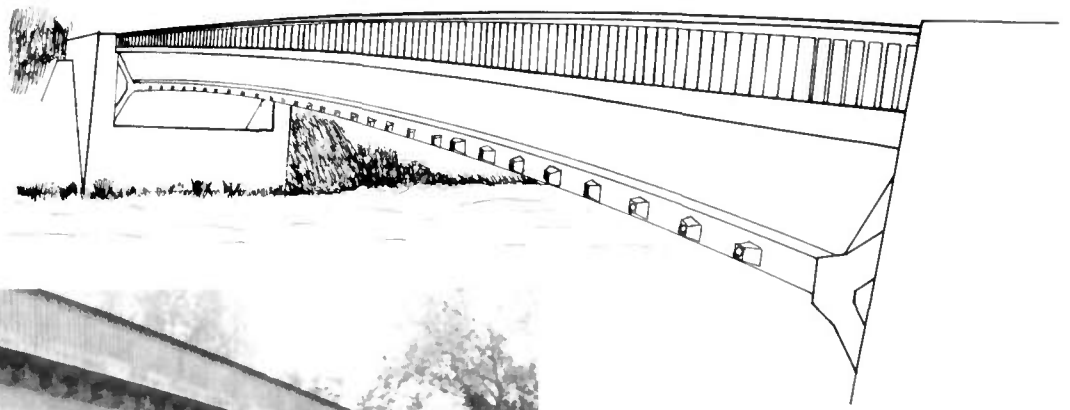


Fig. 3 — Portique.

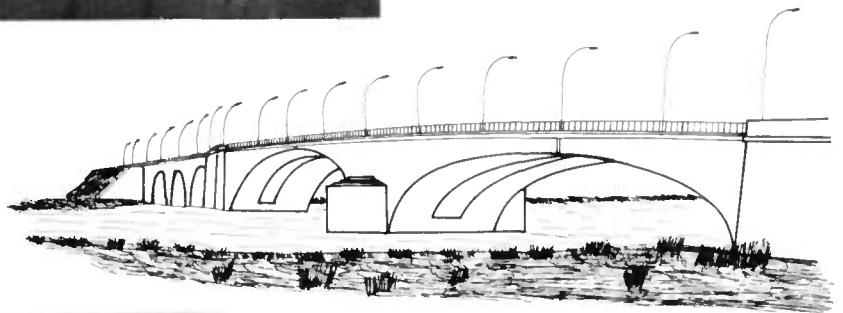


Fig. 4 — Arc.



NOTA

Certains ouvrages en béton armé ont une structure en caisson ; certaines nervures pleines, de par leurs dimensions, ressemblent fort à des poutres-caissons. La consultation du dossier, de règle avant une inspection, prend une importance particulière dans ce cas pour permettre de connaître le type d'ouvrage.

2.1.3. — Connaissance de la méthode de construction

Dans le domaine des grands ouvrages en béton précontraint, la méthode de construction conditionne la conception, le calcul et le mode de fonctionnement de ces structures, c'est-à-dire la vie de l'ouvrage. Il est donc indispensable de connaître le procédé d'exécution pour assurer dans de bonnes conditions la surveillance, l'entretien et s'il y a lieu la réparation.

Dans le cas où le dossier de l'ouvrage ne donne pas de renseignement sur la méthode de construction, il est possible de la reconstituer à partir des éléments développés en annexe 6 et des incidences du procédé d'exécution développées dans le chapitre 3.

2.2 — DOCUMENTATION À CONSULTER

L'annexe 1 donne une liste des documents disponibles en 1983.

2.3 — PARTICULARITÉ DES OUVRAGES EN BÉTON PRÉCONTRAIT, INCIDENCES SUR LA SURVEILLANCE

Le béton précontraint est un matériau relativement récent ; certaines maladies de jeunesse ont fait leur apparition à des dates variables. La hardiesse croissante des réalisations, et les changements d'échelle corrélatifs de l'extension considérable du domaine d'emploi (dimension des pièces élémentaires, puissance des unités de précontrainte, etc.) ont parfois singulièrement aggravé les conséquences d'incidents naguère tout à fait mineurs.

On ne pouvait se dissimuler, jusque vers la fin des années 1970, que de nombreux problèmes, dont les données apparaissaient insuffisamment connues, restaient à approfondir aussi bien dans le domaine de la conception et des calculs que dans celui des méthodes et de la qualité de l'exécution.

Grâce à l'analyse systématique du comportement des structures en service, dont la population rapidement croissante formait un irremplaçable champ d'observation, les enseignements tirés de l'expérience, servis par de constants progrès technologiques et par le recours à des méthodes de calcul aux états-limites, ont permis de donner aux structures précontraintes de construction récente une espérance de qualité dont naturellement le temps sera seul en mesure de confirmer la présomption.

C'est pourquoi les différents ouvrages en béton précontraint visés par le présent fascicule doivent faire l'objet d'une surveillance attentive, qu'ils soient :

- de la première génération (avant 1955), du fait de leur ancienneté,
- de la deuxième génération (de 1955 à 1975), du fait de l'extension rapide du domaine de compétitivité du matériau nouveau, avec introduction des méthodes de construction par encorbellements successifs, par poussage, etc.,
- de la troisième génération (après 1975), afin de s'assurer que l'application de nouvelles prescriptions⁽¹⁾ et de nouvelles dispositions constructives apporte bien les améliorations escomptées.

L'attention doit être attirée sur le caractère parfois non intuitif de la fissuration des structures en béton précontraint. En effet, bien souvent, les désordres graves ne présentent pas un caractère spectaculaire. Aussi, en cas de doute sur les risques que présente un ouvrage sur lequel une fissuration a été relevée, il y a lieu de faire appel à un spécialiste.

L'attention doit être également attirée sur le fait que l'expertise des désordres d'un ouvrage est riche d'enseignements qui permettent ensuite de faire évoluer les méthodes de calcul et la conception des ouvrages. La circulation de l'information est donc nécessaire ; c'est pourquoi elle est prescrite par les instructions en vigueur (notamment circulaire n° 78-31 du 15 février 1978 relative aux comptes rendus à produire en cas d'incidents sur des ouvrages d'art).

⁽¹⁾ Les règles BPEL 1983 sont d'application postérieure à l'établissement du présent fascicule.

CHAPITRE 3

Notions sur les causes et la nature des désordres

3.1 — AVERTISSEMENT

Lorsque des désordres apparaissent dans les ponts considérés ils ont dans la plupart des cas des causes multiples. L'interprétation de ces désordres ne peut en général intervenir qu'après un « recalcul » de la structure et des essais multiples en laboratoire et sur l'ouvrage. **Le concours de spécialistes s'avère donc le plus souvent indispensable.**

3.2 — GÉNÉRALITÉS

3.2.1. — Origine des désordres

L'origine des désordres d'un ouvrage doit être recherchée dans les trois phases suivantes :

- la conception ⁽¹⁾
- l'exécution,
- l'utilisation.

De plus, il y a lieu de tenir compte dans ces différentes phases des facteurs d'aggravation des désordres et du rôle très néfaste joué par l'eau dont l'agressivité est considérablement accrue par les sels de déverglaçage.

A titre d'exemples de facteurs aggravants, il y a lieu de citer :

- l'absence de chape sur des ponts de la première génération (sur certains la circulation s'effectuait directement sur un béton de renformis constituant la chaussée) ;
- la qualité insuffisante des chapes minces telles qu'elles ont été exécutées pendant de nombreuses années ;
- les défauts d'étanchéité de certains joints de chaussée, voire leur absence ;
- les défauts d'exécution des injections des conduits de précontrainte, défauts qui ont persisté pendant de nombreuses années ;
- les défauts de qualité des ciments et des granulats ;
- l'utilisation sans discernement de ciments à haute résistance initiale et à chaleur d'hydratation excessive, combinée à des traitements thermiques trop brutaux ;
- la circulation sur les ouvrages de poids lourds en surcharge, voire de convois exceptionnels clandestins.

⁽¹⁾ Le terme « conception » englobe ici toutes les études (études préliminaires, avant-projet, projet de définition, dossier de consultation des entreprises et études d'exécution) ainsi que les notes de calculs.

3.2.2. — Signes révélateurs de désordres

Des déformations anormales traduisent un vice de fonctionnement, mais les désordres se révèlent surtout par des fissurations, même sans déformation perceptible.

Il y a lieu de se rappeler que le plus souvent les tabliers ne sont précontraints que longitudinalement (absence théorique de traction vis-à-vis de la flexion). Transversalement, leur résistance est assurée par des armatures (passives) de béton armé. Une fissuration longitudinale du hourdis supérieur, limitée à des ouvertures en surface de l'ordre de 0,1 à 0,2 mm, n'est pas anormale, elle ne peut être considérée comme préjudiciable à l'ouvrage si l'enrobage des armatures est suffisant, le béton de bonne qualité et s'il n'y a pas de circulation d'eau.

Cependant, des fissures locales ou des désordres locaux peuvent se transformer à terme en une insuffisance générale de la structure soit vis-à-vis de la flexion, soit vis-à-vis de l'effort tranchant.

Un examen attentif et une bonne connaissance du dossier d'ouvrage sont donc nécessaires pour discerner à bon escient :

- les fissures traduisant un fonctionnement anormal de la structure, ce qui peut appeler des contre-mesures de grande urgence ;
- les fissures résultant soit d'un fonctionnement local plus ou moins normal de béton armé, soit d'un défaut local des dispositions constructives.

Il convient de noter, dans cet esprit, qu'une fissure fine n'est pas a priori moins significative, voire moins dangereuse, qu'une fissure ouverte.

3.3 — FISSURES TRADUISANT UNE INSUFFISANCE DE RÉSISTANCE DES POUTRES PRINCIPALES VIS-À-VIS DE LA FLEXION

3.3.1. — Désordres les plus courants

Ces fissures généralement situées dans un plan vertical se rencontrent le plus souvent vers le milieu des travées ou dans les zones dites « de moment nul » (fig. 5).
davantage ; elles peuvent atteindre les goussets supérieurs où elles se perdent en microfissures (fig. 6).

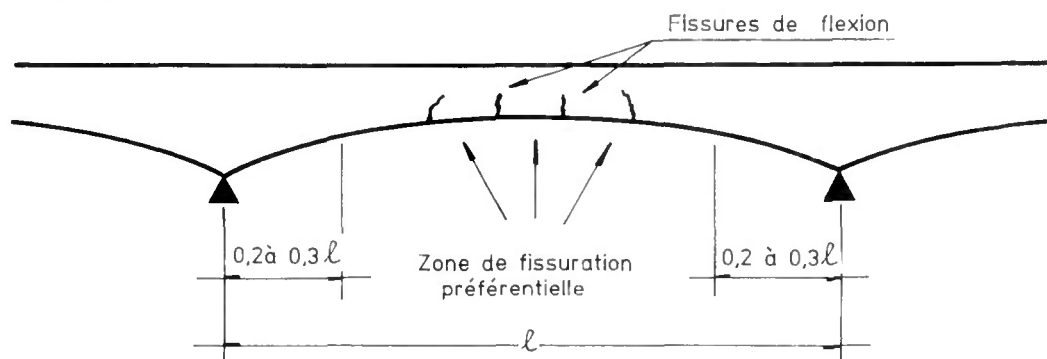


Fig. 5 — Zone préférentielle de fissuration à la flexion.

Dans les poutres-caissons elles découpent en général complètement le hourdis inférieur et remontent dans les âmes. Lorsque les poutres sont constituées de voussoirs, les fissures se concentrent en général au droit des joints qui sont des zones de reprises, donc plus fragiles. Ces fissures peuvent être largement ouvertes vers le bas et atteindre 1 à 2 mm, voire davantage ; elles peuvent atteindre les goussets supérieurs où elles se perdent en microfissures (fig. 6).

L'ouverture de ces fissures varie sous l'effet du « gradient thermique » (différence de température entre les hourdis supérieur et inférieur due à l'ensoleillement) et sous l'effet du trafic (camions).

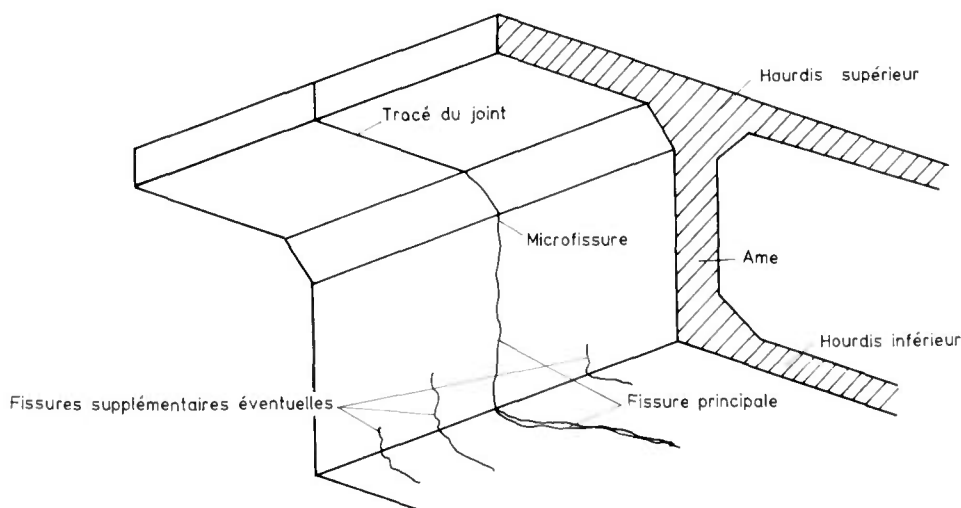


Fig. 6 — Détail des fissures de flexion.

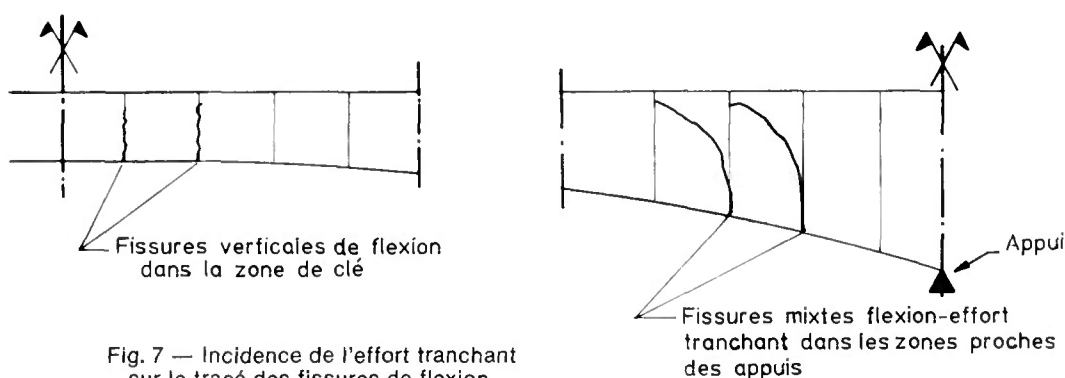


Fig. 7 — Incidence de l'effort tranchant sur le tracé des fissures de flexion.

Dans certains cas, les fissures sont extrêmement fines et l'ouvrage semble intact ; cependant, elles s'ouvrent sous la circulation et les effets thermiques. Ce phénomène ne peut être mis en évidence que par un examen attentif, voire, dans certains cas, uniquement par la métrologie (extensomètres et capteurs de déplacement).

Dans les zones plus proches des appuis, l'incidence de l'effort tranchant peut se faire sentir. Les fissures de flexion, bien verticales au droit de la fibre tendue, s'inclinent alors progressivement dans les âmes pour donner des fissures traduisant une insuffisance de résistance à l'effort tranchant (cf. § 3.4) (fig. 7).

Les fissures dites de flexion s'accompagnent souvent d'une déformation mesurable de la poutre-caisson (par exemple augmentation de la flèche à la clé par rapport à celle de l'état de référence).

Cette insuffisance présumée de résistance à la flexion cache ou accompagne souvent d'autres phénomènes (association entraînement-flexion cf. § 3.6) que seule une analyse fine peut déceler.

Les fissures de flexion font courir des risques aux armatures de précontrainte et de béton armé qui les traversent : risques de corrosion, mais aussi, risques d'endommagement par fatigue sous l'effet de variations de contraintes trop importantes et répétées dues au trafic (70 à 80 MPa constituent un seuil d'alerte pour des chargements atteints plusieurs fois par jour) ⁽¹⁾.

Dans le cas d'une fissuration étendue, le comportement global de la structure, éventuellement son fonctionnement même, se trouvent modifiés. En outre, le béton dans certaines zones peut alors se trouver soumis à des concentrations de contraintes génératrices de nouveaux désordres, et également à des phénomènes de fatigue.

⁽¹⁾ Symbole MPa ; on rappelle que 1 MPa = 10⁶Pa = 10⁶N/m² = 10 bars (≈ 10 kgf/cm² ou 0,1 kgf/mm² anclinement).

3.3.2. — Causes

Les causes des insuffisances de résistance à la flexion sont multiples. Il est rare qu'une seule cause engendre des fissurations importantes. Le plus souvent, il y a concomitance de plusieurs phénomènes agissant dans le même sens. Parmi les causes possibles, les plus courantes sont les suivantes :

3.3.2.1. — *La redistribution des efforts sous l'effet des déformations différées gênées* : ⁽¹⁾
(se reporter au B.T. n° 7)

Dans les ouvrages dont le schéma statique de construction diffère du schéma de fonctionnement définitif, le comportement différé du béton engendre une redistribution des efforts telle que le fonctionnement de l'ouvrage tend à se rapprocher plus ou moins de celui de

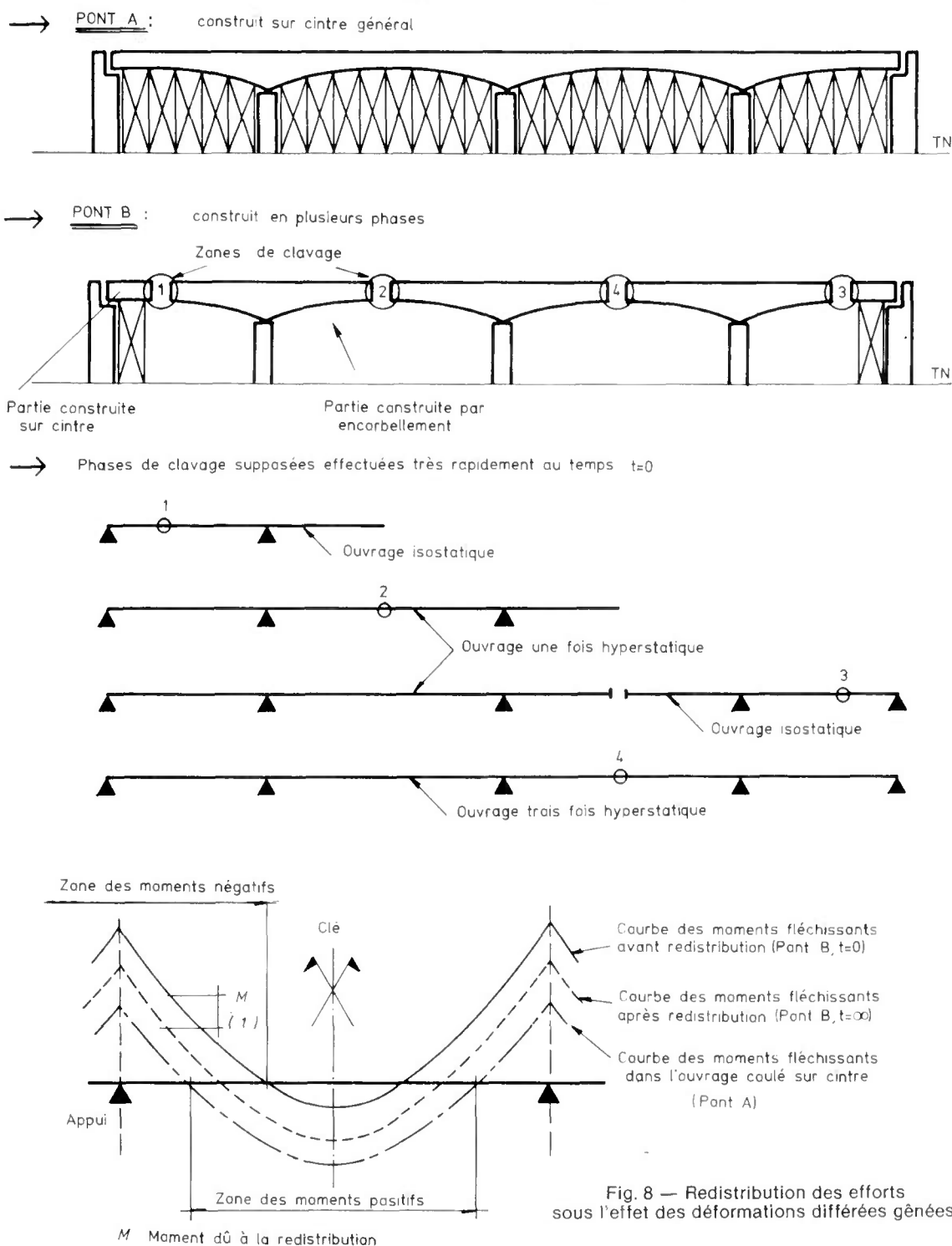


Fig. 8 — Redistribution des efforts sous l'effet des déformations différées gênées.

⁽¹⁾ Improprement désigné par l'expression « redistribution par fluage ».

l'ouvrage équivalent qui aurait été construit sur cintre. Cette redistribution entraîne en général dans certaines zones une augmentation des moments fléchissants positifs (fig. 8), avec déplacement des zones de moment nul.

Il est à noter qu'un certain nombre d'ouvrages ont été conçus sans tenir compte de la redistribution.

Les lois exactes de la redistribution font encore l'objet de recherches. Cependant, dans les ouvrages les plus récents, la redistribution a été prise en compte soit par des méthodes forfaitaires, soit par des méthodes plus élaborées (calculs pas à pas) avec les lois de fluage et de relaxation admises. Il est à noter qu'il est possible de suivre par des mesures in situ (pesées des réactions d'appui) l'évolution de la redistribution, sous réserve d'avoir un état de référence (pesées avant et après clavage, après mise en place des superstructures...). Eventuellement, l'état de référence peut être obtenu à partir d'un recalcul très précis de la structure (masses volumiques réelles du béton et des superstructures en place, coefficients de frottement f et φ relevés sur le chantier, calendrier exact de l'exécution, etc.).

REMARQUE

Dans un tablier construit transversalement en plusieurs phases, le clavage gêne les déformations longitudinales des différents éléments ce qui entraîne également une redistribution des efforts du fait de la présence des appareils d'appui qui empêchent le tablier de se courber librement en plan (fig. 9).

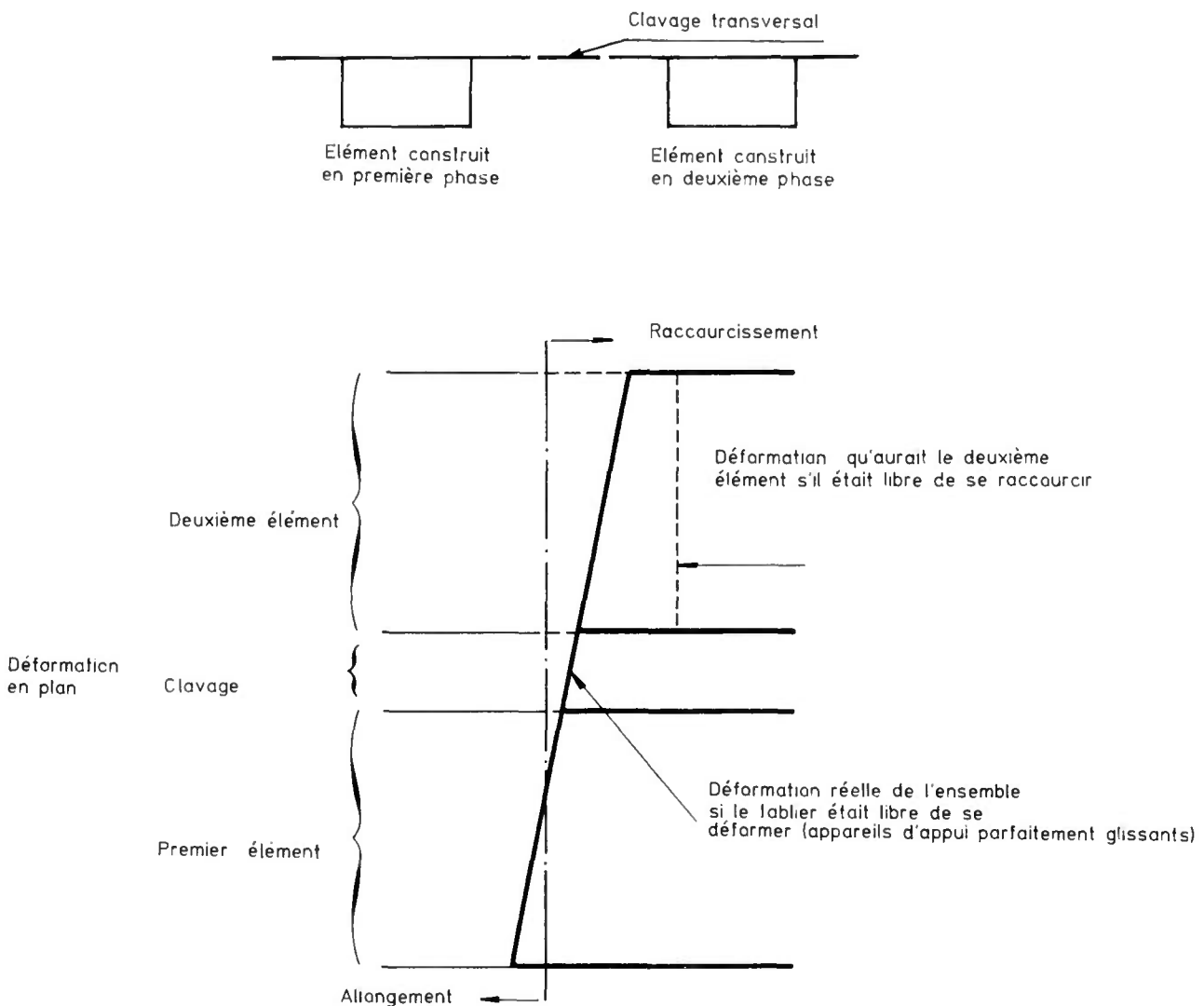


Fig. 9 — Tablier construit transversalement en plusieurs phases.

3.3.2.2. — *Les gradients thermiques* (déformations gênées d'origine thermique se reporter au B.T. n° 7)

Dans un ouvrage hyperstatique les différences de température, dues à l'ensoleillement, entre les hourdis supérieur et inférieur, entraînent des déformations qui se trouvent gênées du fait de l'hyperstaticité des structures ; les réactions d'appui varient donc, ce qui provoque une modification des sollicitations et, en particulier, l'apparition de moments fléchissants positifs supplémentaires (fig. 10). Ce phénomène se produit également lors de la mise en place à chaud d'une chape ou d'un revêtement de chaussée.

Il est à noter que de très nombreux ouvrages ont été conçus sans tenir compte des « gradients thermiques », dont la prise en compte n'est obligatoire que depuis 1975 (mais qui étaient connus des bons constructeurs bien auparavant).

Il faut remarquer que les phénomènes thermiques sont très complexes et n'affectent pas seulement les hourdis. Il existe aussi, par exemple des différences de températures entre les âmes amont et aval, voire entre les faces opposées d'un même élément (gradients transversaux).

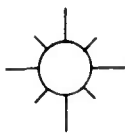
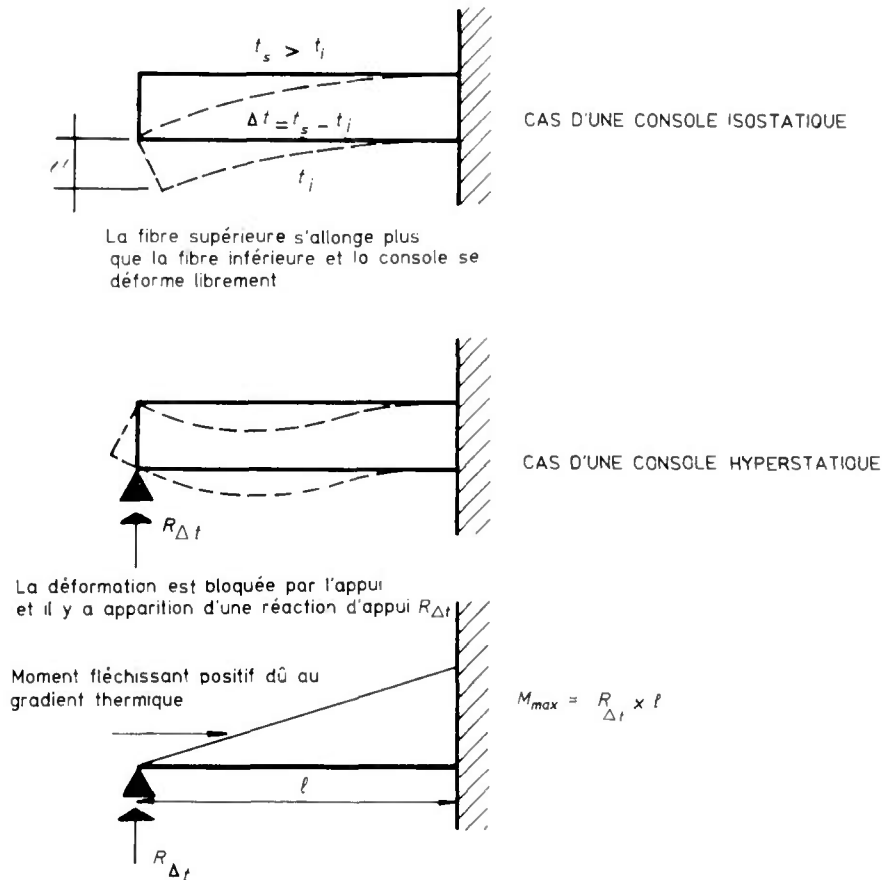


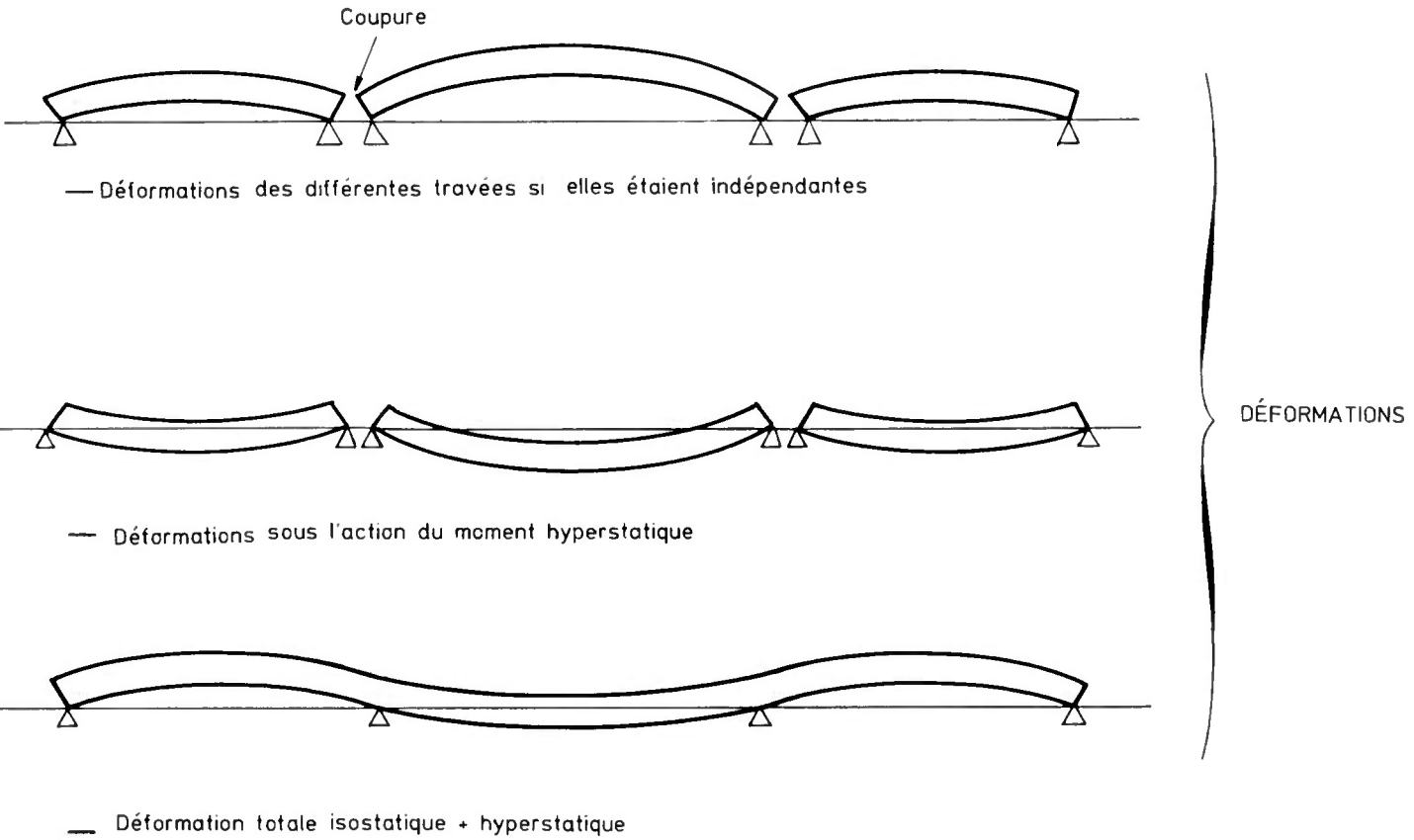
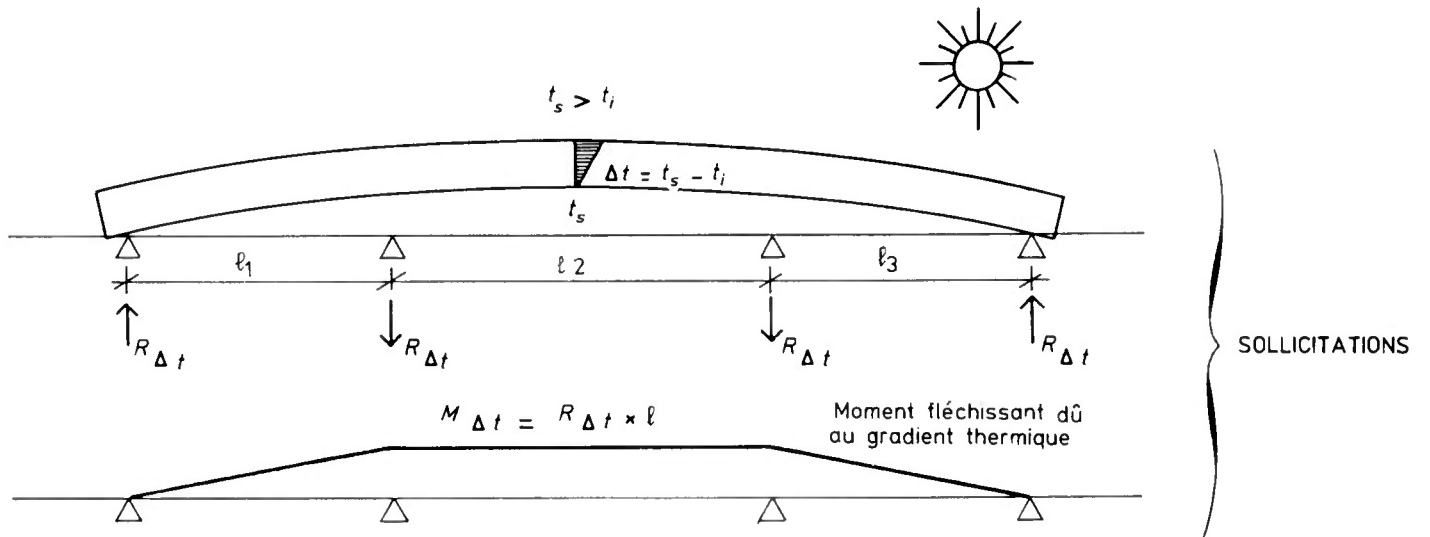
Fig. 10 — Effets des gradients thermiques.



a — Cas des consoles.

Dans un ouvrage quelconque, compte tenu de son exposition (NS ou EO) et de la forme de sa section transversale, les gradients thermiques réels diffèrent des valeurs et des répartitions forfaitaires. Si nécessaire, des mesures in situ permettent une meilleure approche de l'incidence des effets thermiques (sondes thermiques et pesée des réactions d'appui).

Fig. 10



b — Cas d'une poutre continue.

3.3.2.3. — Les insuffisances de précontrainte

La force de précontrainte existant réellement dans un ouvrage peut différer assez sensiblement de celle prise en compte dans les calculs. Un certain nombre de causes, soit au niveau de la conception et des calculs, soit au niveau de l'exécution, peuvent être à l'origine de cette différence :

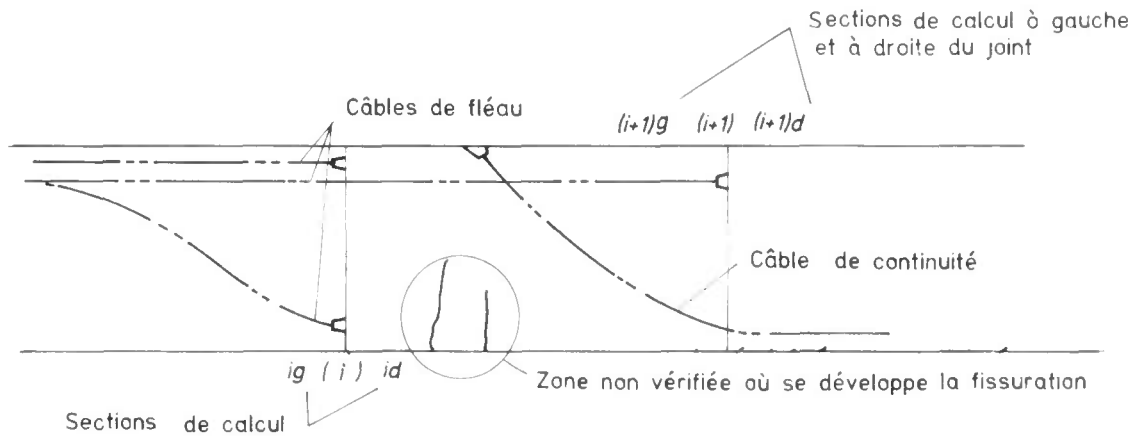


Fig. 11 — Variation brutale de l'excentricité de la précontrainte...



Fig. 12 — ... et conséquences.

- Conception et calculs

- surestimation de la précontrainte initiale par le choix de coefficients de frottement f et φ trop optimistes (câblage présentant de nombreuses déviations et des rayons de courbure trop faibles) ⁽¹⁾ ;

- sous-estimation des pertes par relaxation (cela est surtout valable dans les ouvrages les plus anciens pour lesquels le phénomène était mal connu) ;

- choix d'un tracé des armatures de précontrainte dans lequel, par exemple, l'excentricité de la précontrainte varie brutalement (l'espacement habituel des sections de calcul est alors trop grand pour que des zones, dans lesquelles peuvent se développer des contraintes de traction, aient été vérifiées) (fig. 11 et 12).

- Exécution

- pertes par frottement excessives dues à des frottements parasites au droit des joints, dans des conduits écrasés, de diamètre trop faible, ou festonnants ⁽¹⁾ ;

- déplacement durant le bétonnage des conduits mal fixés ce qui modifie l'excentricité de la précontrainte et en outre augmentait les pertes par frottement ⁽¹⁾ ;

- mise en œuvre de coupleurs non isolés du béton, ce qui rendait leur déplacement impossible et, par là-même, affaiblissait la transmission de l'effort de précontrainte (se reporter au § 3.8.5.) ⁽¹⁾ ;

- ruptures de fils ou de torons au moment de la mise en tension.

⁽¹⁾ Les mesures des coefficients de transmission ont éventuellement permis de déceler ces insuffisances de précontrainte (voir document AFB 1982 visé en annexe 1 et le fascicule 65 du CCTG).

Les ruptures peuvent également survenir par corrosion dans un ouvrage en service. Ce phénomène est singulièrement activé lorsqu'une mauvaise injection, une exécution défectueuse des cachetages et de la chape favorisent la circulation d'eau dans les conduits de précontrainte (une attention toute particulière doit être portée aux traces d'humidité et aux dépôts de calcite et de rouille). Se reporter au § 3.8.2 et au sous-fascicule 32.1.

3.3.2.4 — Un excès de charges permanentes

Il existe parfois des différences assez sensibles entre le poids réel du tablier et celui pris en compte dans les calculs. Ces différences peuvent avoir plusieurs origines :

— sous-estimation du poids des équipements et des charges permanentes non structurales (épaisseur de la chaussée, renforts de reprofilage, canalisations non prévues à l'origine, remplacement d'un dispositif de retenue métallique par un séparateur central en béton...).

Il convient de rappeler que, sur la plupart des ponts, les rechargements de chaussée doivent être remplacés par une reconstitution de l'épaisseur initiale, éventuellement précédée d'un rabotage. Celui-ci ne doit en aucun cas être mené jusqu'au contact de la chape d'étanchéité ;

— non-respect du plan de coffrage ou déplacement accidentel des coffrages avant la prise du béton, pouvant entraîner une augmentation d'épaisseur, et donc de la charge permanente. Il est à noter que ces malfaçons peuvent entraîner aussi une diminution d'épaisseur, qui a pour conséquence une diminution de résistance du béton et souvent un défaut de recouvrement des armatures ;

— sous-estimation de la masse volumique du béton (y compris le ferrailage et le câblage), en particulier pour les ouvrages les plus anciens où elle était prise égale à 2 400 kg/m³, et pour certains ouvrages comportant des granulats denses comme ceux d'origine basaltique.

3.3.2.5 — Les efforts parasites et les charges excessives

Pendant son exécution et au cours de son existence, l'ouvrage peut subir des actions pour lesquelles il n'a pas été conçu :

— effets des charges ponctuelles apportées en exécution par les appareils de maintenance ou de pose non ou mal pris en compte au stade de la conception ;

— déformations excessives de l'équipage mobile ou du cintre pouvant avoir entraîné des fissures dans le béton en cours de prise ou déjà durci ;

— non-respect des phasages de bétonnage prévues par le bureau d'études pouvant avoir entraîné par retrait différentiel des amorces de fissuration ;

— réglages et manœuvres au moment des clavages ou de la mise en place sur les appuis définitifs non conformes aux recommandations du bureau d'études (d'où l'intérêt des pesées d'équilibrage) ;

— mauvaise conjugaison des joints entre des voussoirs préfabriqués entraînant une modification de la répartition des contraintes au moment de la mise en précontrainte... (cf. § 3.8.4).

Il est à noter qu'une mauvaise polymérisation des liants polymères thermodurcissables (« colles à voussoirs ») ou leur mise en traction pendant leur polymérisation peuvent entraîner des phénomènes analogues.

— non-prise en compte des effets locaux induits par la diffusion de la précontrainte au voisinage des ancrages ; les efforts parasites ainsi créés peuvent amorcer la fissuration, en particulier l'effet d'entraînement derrière les ancrages dans la même section ;

— circulation d'engins de terrassement dont la charge, les effets dynamiques, la vitesse et l'espacement ne sont pas conformes aux prescriptions du projeteur, ou dont les effets n'ont pas été pris en compte au stade de la conception ;

— tassements différentiels des appuis hyperstatiques ou mouvements des massifs de fondation qui modifient les sollicitations et, en particulier, celles de flexion. Dans les ouvrages à poussée (arcs, ponts à béquilles...) les efforts normaux sont également modifiés ;

— circulation de poids lourds en surcharge et effets dynamiques qui peuvent s'y ajouter, surtout lorsque la chaussée est déformée sur l'ouvrage ou à ses abords.

3.3.3 — Cas particuliers

3.3.3.1 — Ouvrages coulés sur cintre

Les ponts à dalle nervurée ou à nervures, voire à poutres-caissons, coulés sur cintre présentent très souvent des fissures de flexion proches des appuis intermédiaires (fig. 13 et 14).

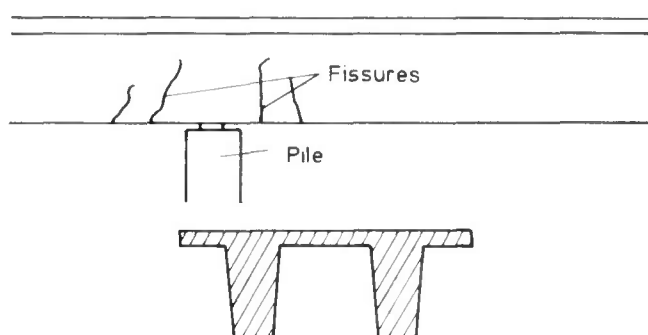


Fig. 13 — Fissuration-type de ponts à nervures au voisinage d'un appui intermédiaire.



Fig. 14 — Exemple de fissuration dans un pont à nervures.

3.3.3.2 — Ouvrages construits en travées indépendantes et rendus continus

Un certain nombre de ponts à nervures (ou à poutres préfabriquées — voir sous-fascicule 32-1) de portées moyennes exécutés sur des appuis simples et rendus ensuite continus au moyen d'un noyau de béton armé (dans certains ouvrages, le noyau de béton est traversé par des armatures de précontrainte en chapeau), présentent des fissurations à la jonction des poutres et du béton de solidarisation (fig. 15). Dans les différents cas étudiés, il n'y a pas eu d'analyse précise des sollicitations et des déformations susceptibles de s'exercer dans cette structure composite, en particulier, sous l'action du retrait, du fluage et de la température pendant et après le durcissement du béton du noyau de clavage. Il aurait fallu placer des armatures de précontrainte à proximité des fibres extrêmes.

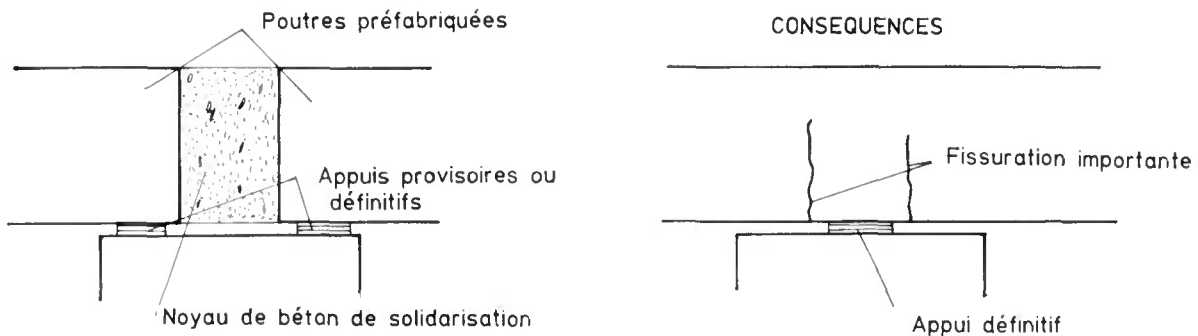


Fig. 15 — Fissuration sur appui d'ouvrages construits en travées indépendantes puis rendus continus.

En conséquence, la fissuration du noyau de clavage réduit l'encastrement sur appui ; la structure ne peut donc plus fonctionner comme une poutre continue ; ainsi les moments fléchissants réels en travée sont plus importants que ceux pris en compte dans les calculs, et la structure risque de périr par insuffisance de résistance à la flexion de ses sections médianes (fig. 16). De plus, les déformations (flèches) s'en trouvent majorées.

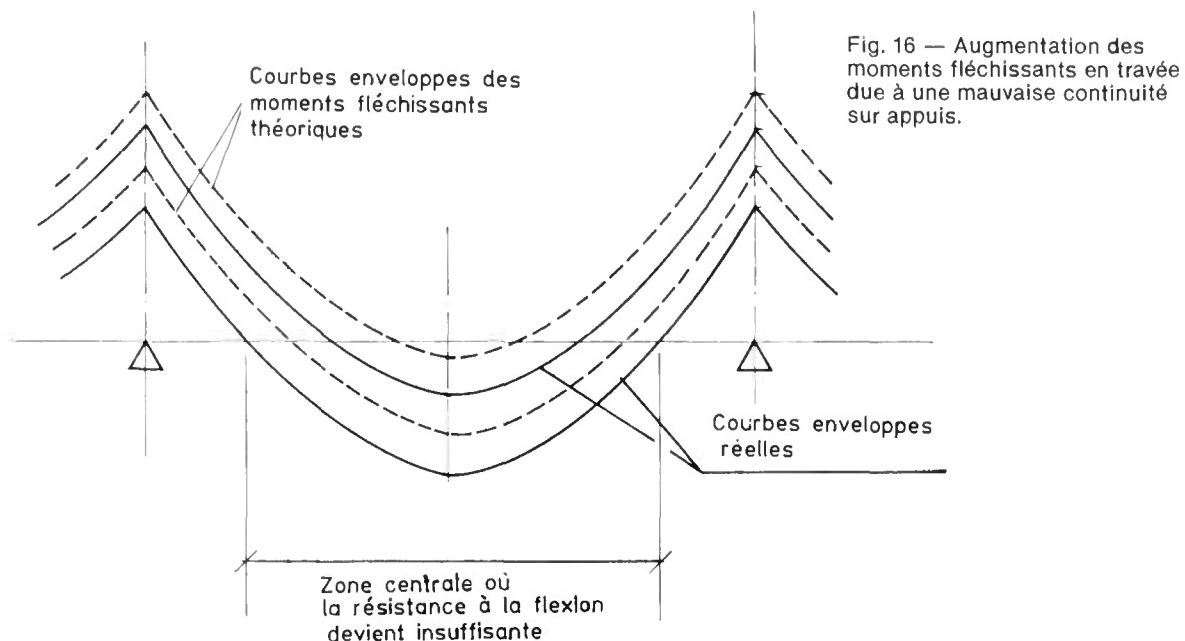


Fig. 16 — Augmentation des moments fléchissants en travée due à une mauvaise continuité sur appuis.

3.4 — FISSURES TRADUISANT UNE INSUFFISANCE DE RÉSISTANCE DES POUTRES PRINCIPALES VIS-À-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

3.4.1. — Désordres

Ces fissures d'âme, inclinées sensiblement à 45°, se rencontrent le plus souvent dans la zone comprise entre les appuis et la section $0,3l$ (l désignant la portée de la travée considérée) (fig. 17).

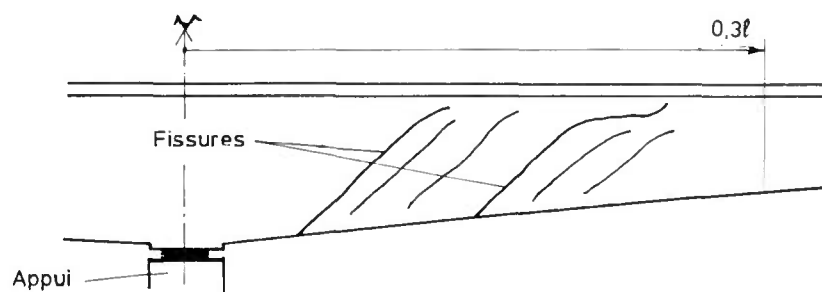


Fig. 17 — Zones où se rencontrent préférentiellement les fissures d'effort tranchant.

Les armatures d'âme qui traversent des fissures subissent des variations de contrainte qui peuvent entraîner des ruptures d'adhérence et éventuellement des phénomènes de fatigue.

A la limite, ces armatures peuvent se plastifier, ce qui se traduit par des décrochements au niveau de l'intrados, décrochements dont la mesure relève de la métrologie (fig. 18).

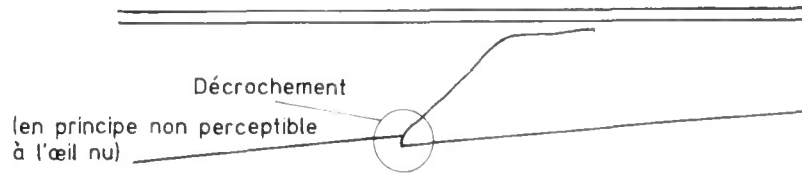


Fig. 18 — Décrochement au niveau de l'intrados.

Dans un tel cas, des mesures de sauvegarde doivent être prises, conformément aux prescriptions du § 3.9.

3.4.2 — Causes

Il est à noter que la plupart des causes des fissures de flexion sont également à l'origine des fissures d'effort tranchant :

- excès de charges permanentes ;
- efforts parasites et charges excessives ;
- effets thermiques ;
- insuffisances de précontrainte.

De plus, ces fissures peuvent être amorcées par des fissures de flexion visées en 3.3 ou par des fissures de diffusion visées en 3.6 (fig. 19).

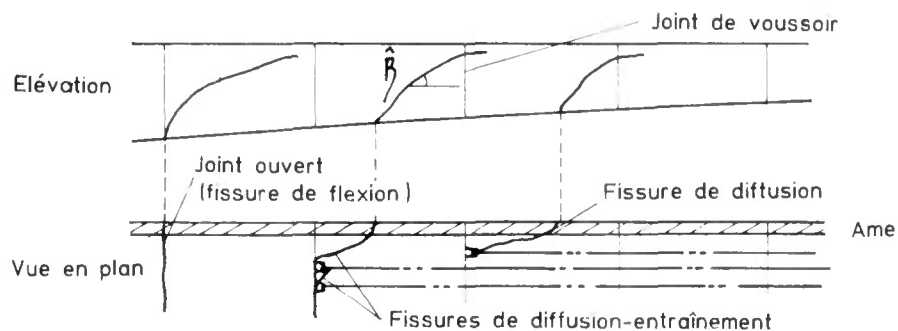


Fig. 19 — Fissures de flexion et de diffusion, amorcées de fissures d'effort tranchant.

Il est à noter, dans ce cas, que l'angle d'inclinaison des fissures ($\beta \approx 45^\circ$) est supérieur à celui des « bielles » du calcul ($\hat{\gamma}$ avec $\text{arc tg } 2\gamma = 2\tau/\sigma$) et qu'alors la règle des coutures n'est plus vérifiée par la section des étriers traversant ces fissures : il y a insuffisance à l'effort tranchant.

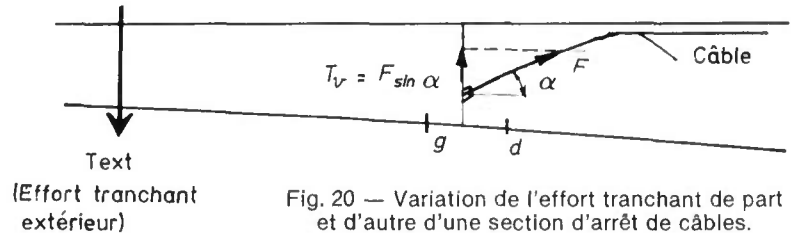
Parmi les causes spécifiques des fissures d'effort tranchant, il est possible de citer :

- Une insuffisance de la précontrainte verticale due :
 - soit à des rentrées trop importantes des armatures au droit des organes d'ancrage entraînant une forte réduction de la précontrainte,
 - soit à la mise en œuvre d'étriers actifs non gainés, enduits d'un retardateur de prise n'ayant pas rempli son rôle et qui n'ont pu être mis en tension.

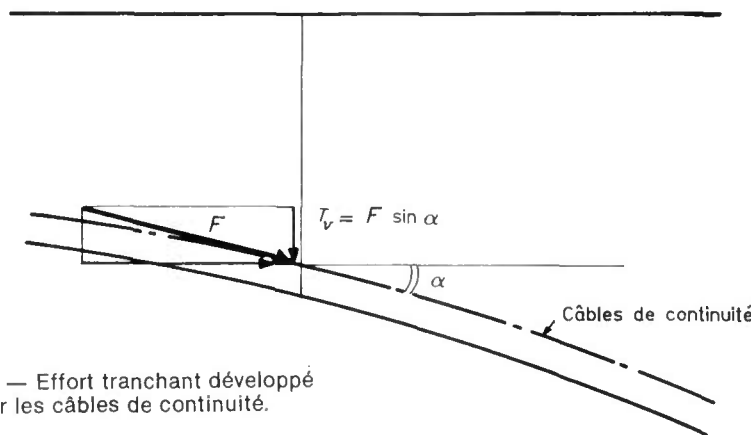
— Des impasses au niveau des calculs dont les plus courantes sont :

- l'absence de la double vérification à droite et à gauche d'une section comportant des arrêts de câbles (fig. 20).

à gauche du joint : $T_g = T_{ext}$
 à droite du joint : $T_d = T_{ext} - T_v^{(1)}$



- la non-prise en compte des câbles de continuité qui, bien que faiblement inclinés, peuvent introduire un effort tranchant non négligeable du fait de leur nombre (fig. 21).



— La mauvaise estimation de la répartition des efforts tranchants entre les âmes d'un *caisson multicellulaire* (par exemple, dans une poutre-caisson à trois âmes, l'âme centrale peut supporter un effort plus important que ne le laissent supposer les calculs classiques de flexion transversale qui ne tiennent pas compte de la souplesse réelle de la structure) (voir thème IX du congrès de l'AIPC 1980 visé en annexe 1).

REMARQUES

Les effets de la courbure de la fibre moyenne d'une poutre-caisson de hauteur variable ne sont pas toujours négligeables. Dans ce cas, les calculs d'effort tranchant doivent être faits sur la véritable section droite normale à la fibre moyenne et non sur une section verticale (fig. 22) (voir le n° 240 de la série « théories et méthodes de calcul » des annales de l'ITBTP visé en annexe 1)

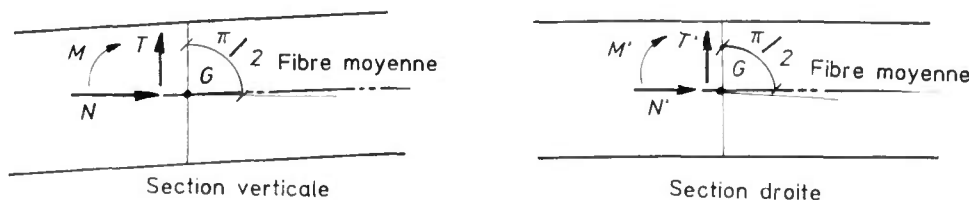


Fig. 22 — Calculs sur section verticale et sur section droite.

Pour les ouvrages les plus anciens, le règlement de l'époque (circulaire n° 141 du ministère des Travaux publics en date du 26 octobre 1953) autorisait la suppression des armatures d'âme dans les zones de faible cisaillement. Cependant, il était d'usage de placer un certain pourcentage d'armatures.

⁽¹⁾ Il y a lieu de tenir compte également de l'effet Resal pour les ponts de hauteur variable (se reporter au B.T. n° 7).

3.5 — FISSURES SUIVANT LE TRACÉ DES CÂBLES (se reporter au B.T. n° 7, aux règles BPEL et au n° 240 de la série théories et méthodes de calcul des annales de l'ITBTP)

3.5.1 — Désordres

Ces fissures naissent à quelques décimètres de l'ancrage, c'est-à-dire à l'extrémité de la zone frettée (prisme de première diffusion) et se poursuivent sensiblement suivant le tracé des câbles. Les essais de mise en pression d'eau avant injection les ont très souvent révélées.

Ce type de fissuration se rencontre en particulier le long des câbles de fléau, surtout lorsque de nombreux câbles de forte puissance sont ancrés dans une même section, ou de même aux abouts des tabliers, zones où de nombreux ancrages se trouvent rassemblés sur les âmes (fig. 23).

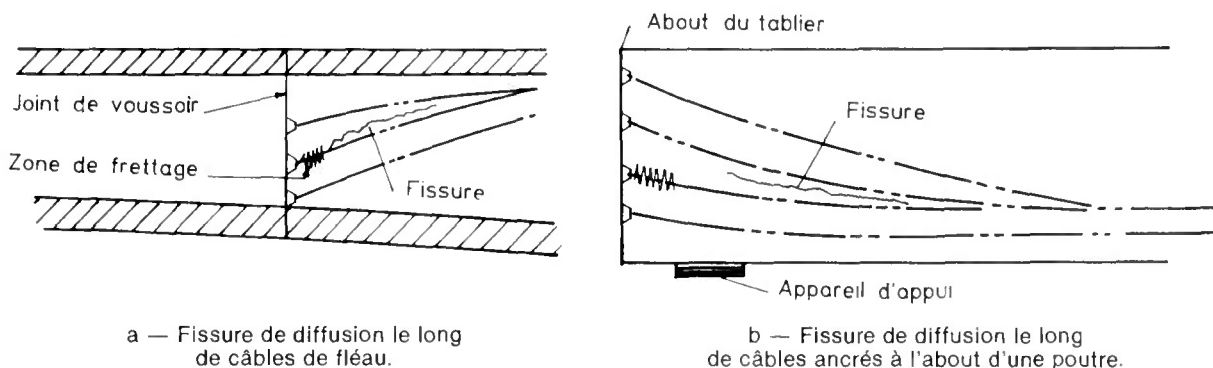


Fig. 23 — Fissures le long des câbles.

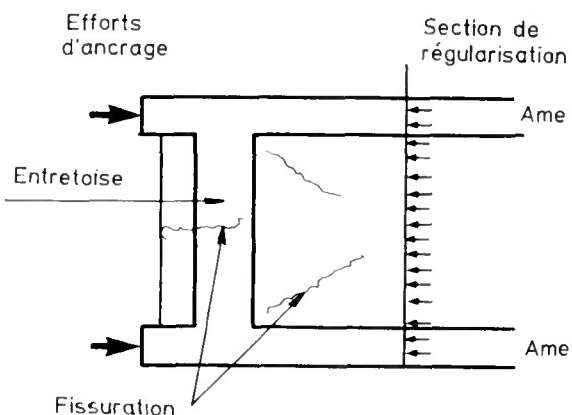


Fig. 24 — Fissuration du hourdis et de l'entretoise à l'about d'un tablier.

Ces fissures sont apparues à la construction et se stabilisent par la suite. Cependant, elles peuvent être à l'origine de corrosion des conduits et des câbles, ou d'éclatements du béton sous les effets du gel, lorsque l'humidité y pénètre.

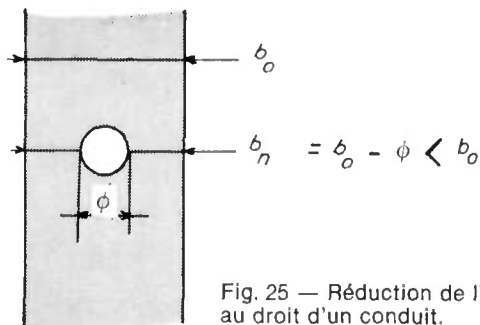
Il est à noter que ces fissures affectent le plus souvent les âmes des poutres-caissons. Cependant, les hourdis sont parfois touchés, de même que les entretoises, aux abouts des tabliers (fig. 24).

3.5.2 — Causes

Cette fissuration parfois anarchique est la conséquence de plusieurs effets :

- une zone de forte compression ; les contraintes y sont plus grandes lors de la mise en tension des câbles qu'en service,
- la section de béton est réduite au droit des conduits (fig. 25),

- la mise en tension est effectuée sur un béton jeune, donc de moindre résistance,
- la propagation possible à partir d'une initiation près de l'ancrage,
- un bétonnage médiocre aux ancrages et sous les conduits,
- un ordre de mise en tension non conforme aux instructions du bureau d'études,
- une absence de vérification des contraintes dans le béton.



Il est à noter que ce type de fissuration se rencontre dans d'autres structures (talons de poutres préfabriquées, voir sous-fascicule 32-1), elles peuvent être, alors, très dommageables.

Fig. 25 — Réduction de l'épaisseur d'âme au droit d'un conduit.

3.6 — FISSURES INCLINÉES DANS LES HOURDIS AU VOISINAGE DES ANCRAGES DE CÂBLES (dites fissures de diffusion et d'entraînement) (se reporter au B.T. n° 7, aux règles BPEL et au n° 240 de la série théories et méthodes de calcul des annales de l'ITBTP).

3.6.1 — Désordres

Dans les hourdis ces fissures partent de la partie arrière des bossages des ancrages et se développent en avant de ceux-ci vers les âmes en suivant une direction formant un angle de 30 à 45° (très souvent voisin d'arc tg 2/3) avec l'axe longitudinal du tablier (fig. 26). Elles affectent le plus souvent les hourdis inférieurs. Ces fissures peuvent également se développer dans les bossages d'ancrage qui dans certains cas se décolle.

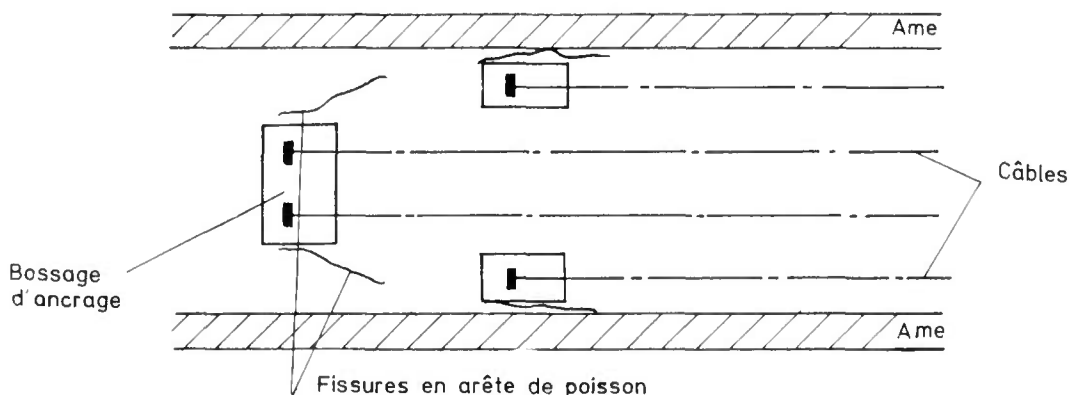


Fig. 26 — Fissures de diffusion dans un hourdis.

Il est à noter que ce type de fissuration peut avoir été initié en exécution sous des charges concentrées : supports d'équipages mobiles, appuis provisoires...

Compte tenu de leur forme caractéristique, ces fissures sont souvent dites « en arêtes de poisson ».

Fig. 27 — Fissure d'entraînement dans un hourdis.

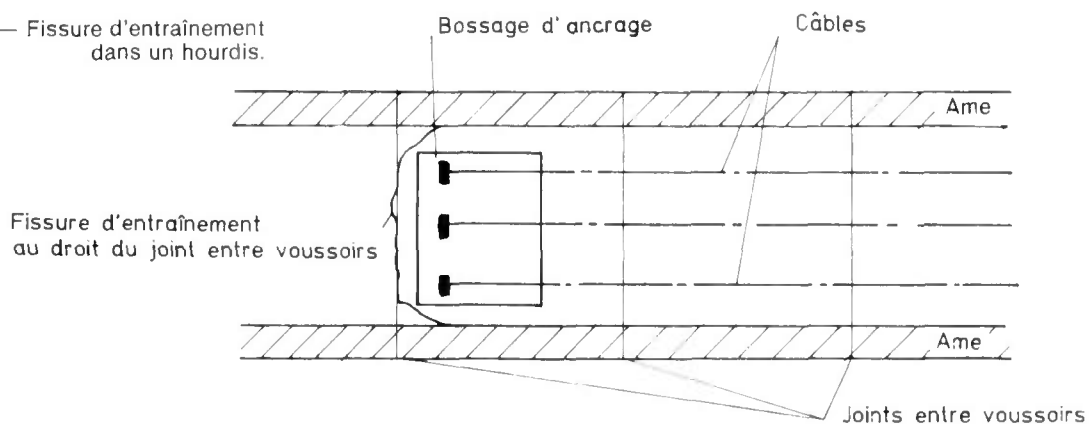
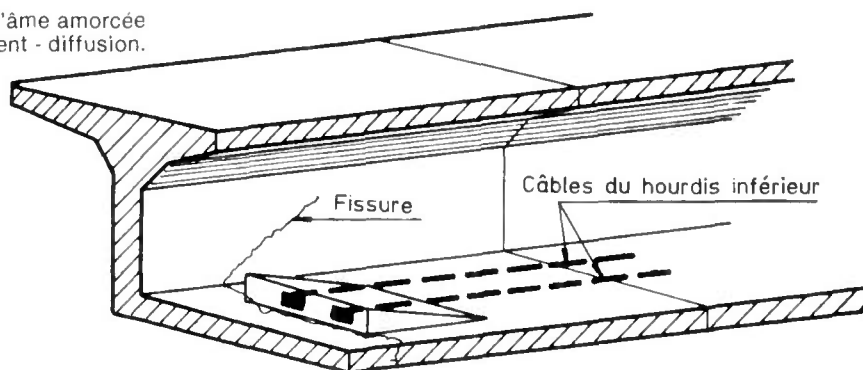


Fig. 28 — Fissuration dans l'âme amorcée par une fissure d'entraînement - diffusion.



Dans certains cas, une fissuration peut se développer à l'arrière des bossages (fig. 27) ; elle suit préférentiellement un joint de voussoirs quand il s'en trouve un à proximité. Cette fissuration est due au phénomène dit « d'entraînement ». Lorsqu'une insuffisance à la flexion se cumule avec ce phénomène, l'apparition de ces fissures en est facilitée d'autant.

Dans d'autres cas, la fissuration peut continuer de se propager dans les âmes suivant une inclinaison comprise entre 30 et 45° sur l'horizontale : elle contribue alors à diminuer la résistance à l'effort tranchant des âmes (fig. 28 et 29).



Fig. 29 — Exemple de propagation de fissures d'entraînement et de diffusion.

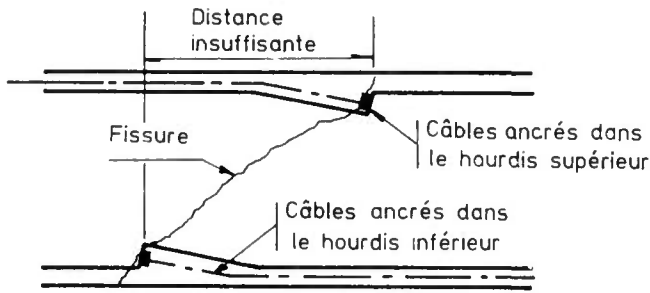


Fig. 30 — Jonction entre deux systèmes de fissuration d'entraînement et de diffusion.

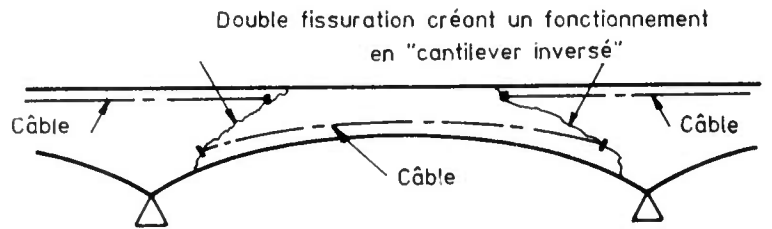


Fig. 31 — Double fissuration créant un fonctionnement en « cantilever inversé ».

Ces fissures peuvent même rencontrer des fissures de même type provoquées par des câbles ancrés dans le hourdis supérieur (fig. 30). L'ouvrage a alors un fonctionnement proche du « cantilever inversé » (fig. 31).

Cette circonstance nécessite des mesures immédiates de sauvegarde, conformément aux prescriptions du § 3.9.

3.6.2 — Causes

L'application d'un effort sur une petite surface d'une plaque et dans son plan, comprime la plaque à l'avant de l'effort suivant un faisceau de contraintes de compression qui s'épanouit et tire sur la plaque à l'arrière du point d'application de l'effort (fig. 32).

La « diffusion » à l'avant, qui dessine des « bielles », s'accompagne de déformations de traction qui tendent à découper la plaque suivant ces bielles.

L'« entraînement » derrière le point d'application de l'effort provoque des contraintes de traction dans la plaque.

Parmi les facteurs qui peuvent être à l'origine de la fissuration par diffusion-entraînement, il faut citer :

- la non-prise en compte de ce phénomène dans la conception de la structure ;
- l'arrêt de nombreux câbles de continuité dans une même section, en particulier lorsque le joint en arrière de ces ancrages n'est pas comprimé par d'autres câbles et que le ferrailage passif longitudinal ne traverse pas les joints entre voussoirs, ou est insuffisant ;
- un décalage horizontal insuffisant entre les arrêts de câbles dans les hourdis supérieur et inférieur (fig. 30).

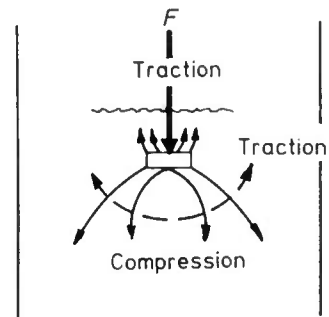


Fig. 32 — Effets locaux d'une force concentrée.

3.7 — FISSURES ET DÉSORDRES TRADUISANT DES POUSSÉES AU VIDE EXCESSIVES

3.7.1 — Désordres

3.7.1.1 — Désordres apparaissant sur les ouvrages en service

Ces fissures longitudinales, affectent le plus souvent le hourdis inférieur dans la zone de clé des ouvrages de hauteur variable à section transversale en caisson (fig. 33).

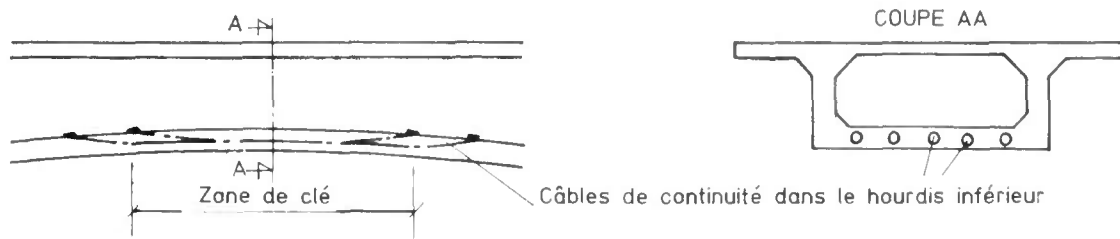


Fig. 33 — Poussée au vide en zone de clé.

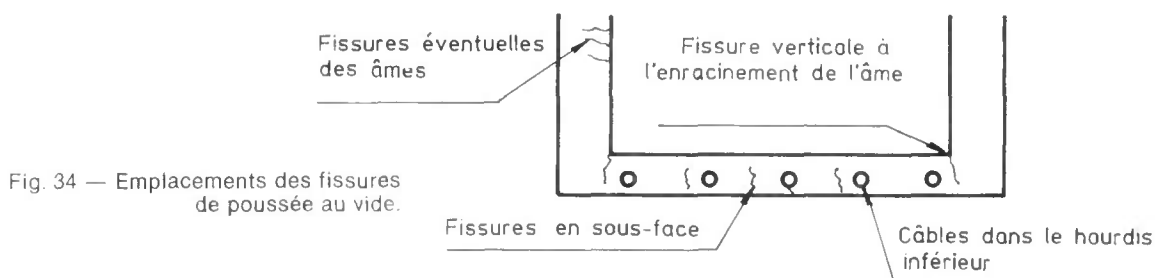


Fig. 34 — Emplacements des fissures de poussée au vide.



Fig. 35 — Exemple de fissures de poussée au vide.

Elles se concentrent dans la partie centrale de la face inférieure du hourdis et au voisinage des âmes sur la face supérieure du hourdis (fig. 34 et 35).

Les fissures dans la zone de jonction hourdis-âme peuvent être verticales ou horizontales (fig. 36 et 37). Elles sont très ouvertes lorsqu'elles coïncident avec une reprise de bétonnage (qui présente une médiocre résistance à la traction), surtout en l'absence de gousset.

Dans certains cas la face interne des âmes est également fissurée, dans d'autres, le hourdis inférieur présente une déformation vers le bas.

Ce type de fissuration peut se retrouver dans des zones où les câbles subissent des déviations (fig. 37).

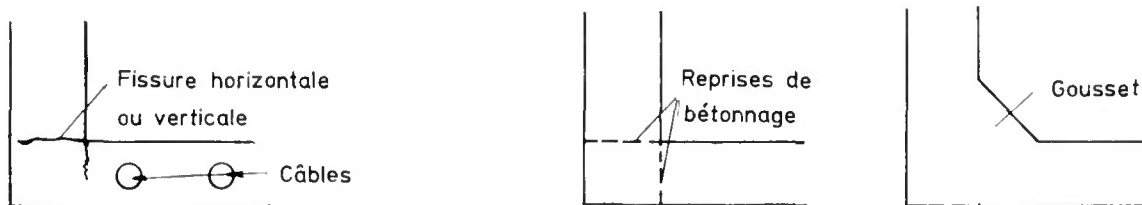
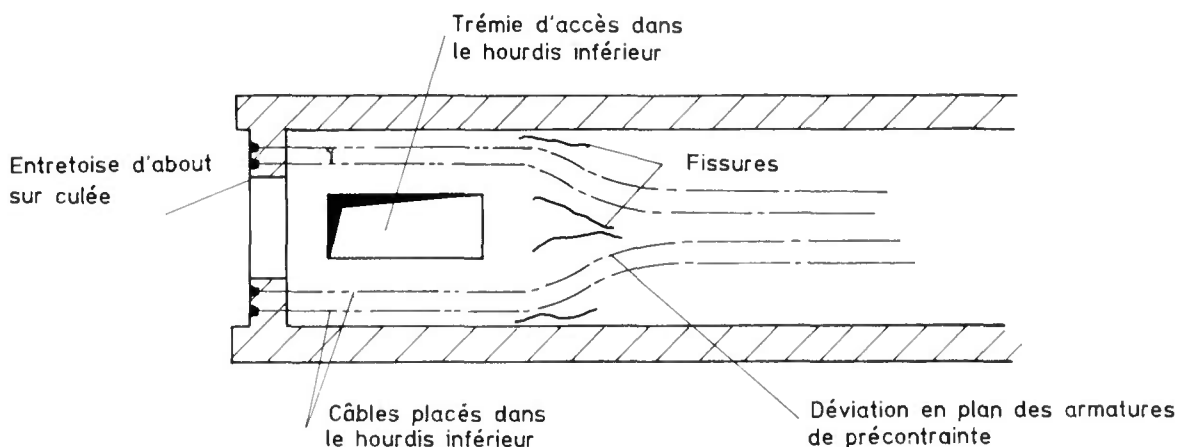
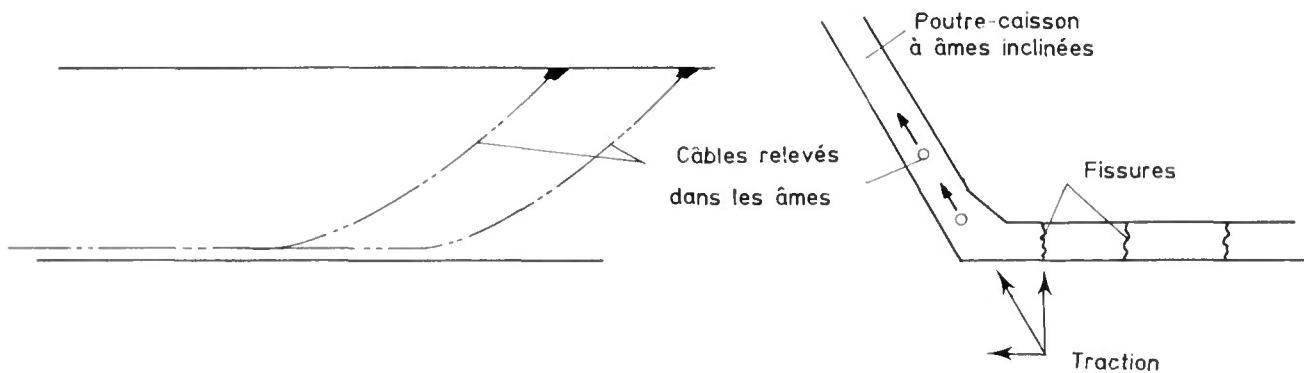


Fig. 36 — Fissure de poussée au vide dans la zone de jonction entre âme et hourdis.

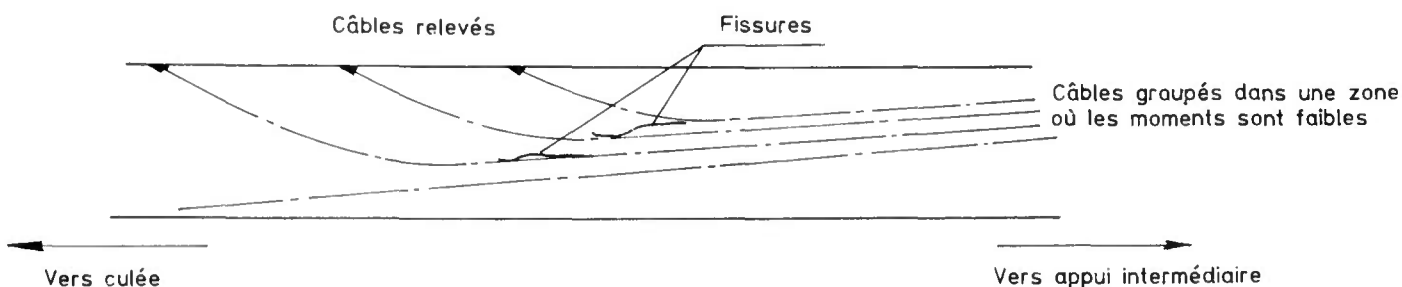
Fig. 37 — Fissures de poussée au vide dues à des déviations de câbles.



a — Déviation en plan dans un hourdis.



b — Déviation dans une âme inclinée. Fissuration du hourdis.



c — Déviation dans une âme. Fissuration de l'âme.

3.7.1.2 — Désordres initiés à l'exécution

Dans certains cas, des désordres ont été initiés ou se sont produits au cours de la mise en tension des câbles de précontrainte, ou au cours des opérations de mise en pression d'eau, ou au cours de l'injection. Ils se présentent sous les aspects suivants :

- fissuration d'un hourdis, en général locale, qui peut faire penser au premier abord à une insuffisance de résistance à la flexion (fig. 38) ;
- fissuration dans l'épaisseur des hourdis inférieur ou supérieur sous forme d'un feuilletage (fig. 39).

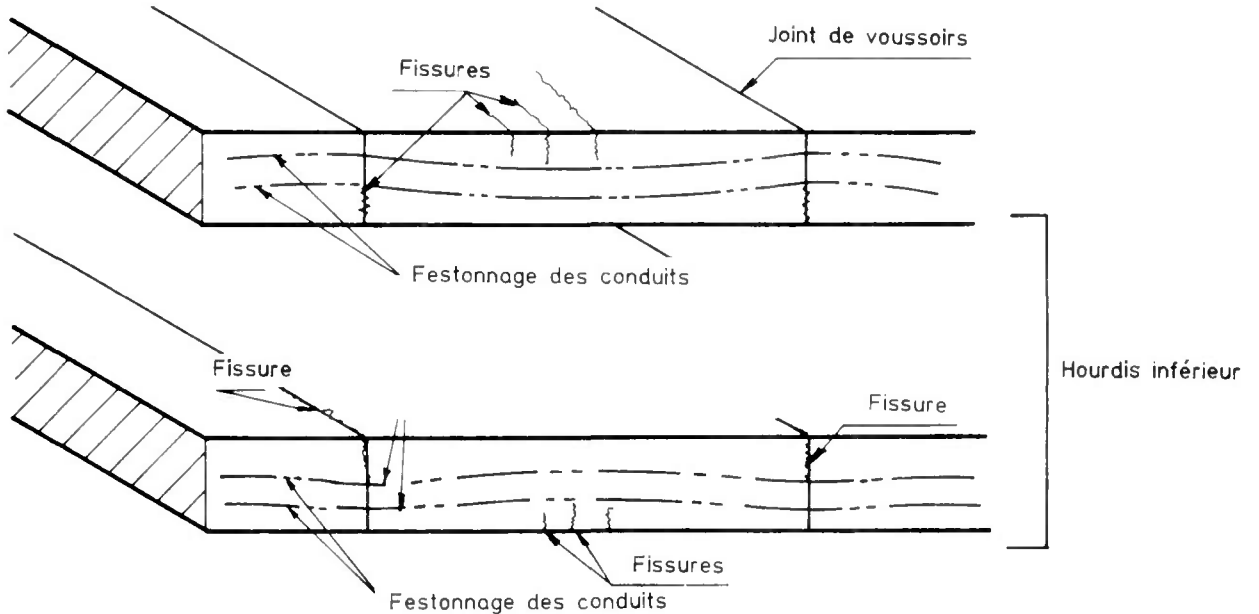


Fig. 38 — Fissures dues au festonnage des conduits.

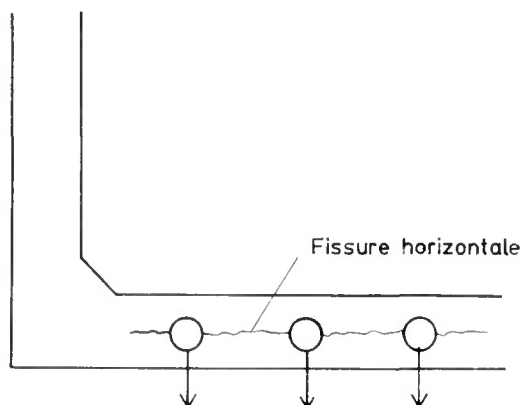


Fig. 39 — Fissuration par « feuilletage ».

Le type de fissuration par feuilletage peut avoir désorganisé certaines zones du hourdis (de quelques dm^2 à quelques m^2) :

- soit au moment de la mise en tension des câbles (fig. 40 et 41), elle s'accompagne, alors, le plus souvent d'une déformation des aciers passifs et d'un déplacement des conduits,
- soit au moment des essais de mise en pression d'eau ou au moment de l'injection, en particulier lorsque tous les câbles d'une même famille sont injectés à la fois (fig. 42) avec une pression élevée.

Ce type de désordres, suivant l'efficacité des mesures antérieurement prises pour y remédier et les risques et séquelles qu'ils présentent, est susceptible de nécessiter la prise de mesures de sauvegarde, conformément aux prescriptions du § 3.9.

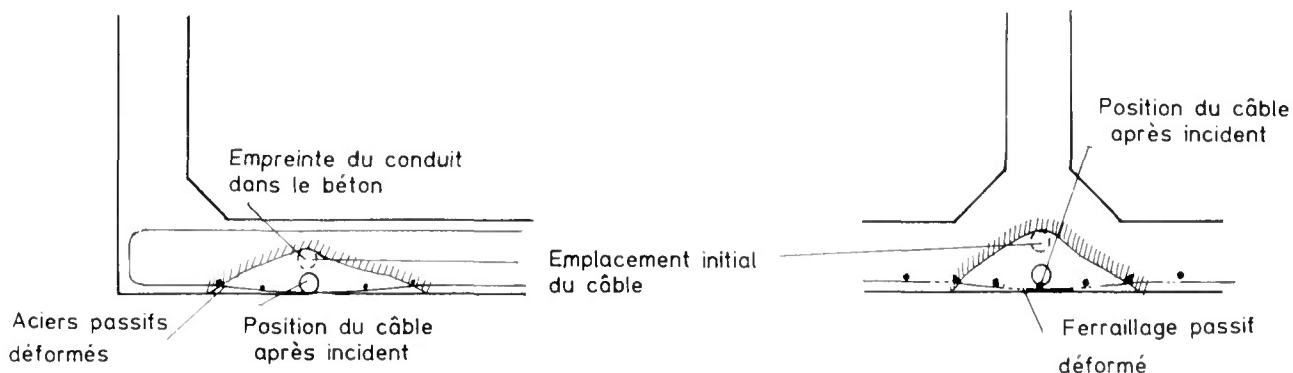


Fig. 40 — Pousée au vide locale.

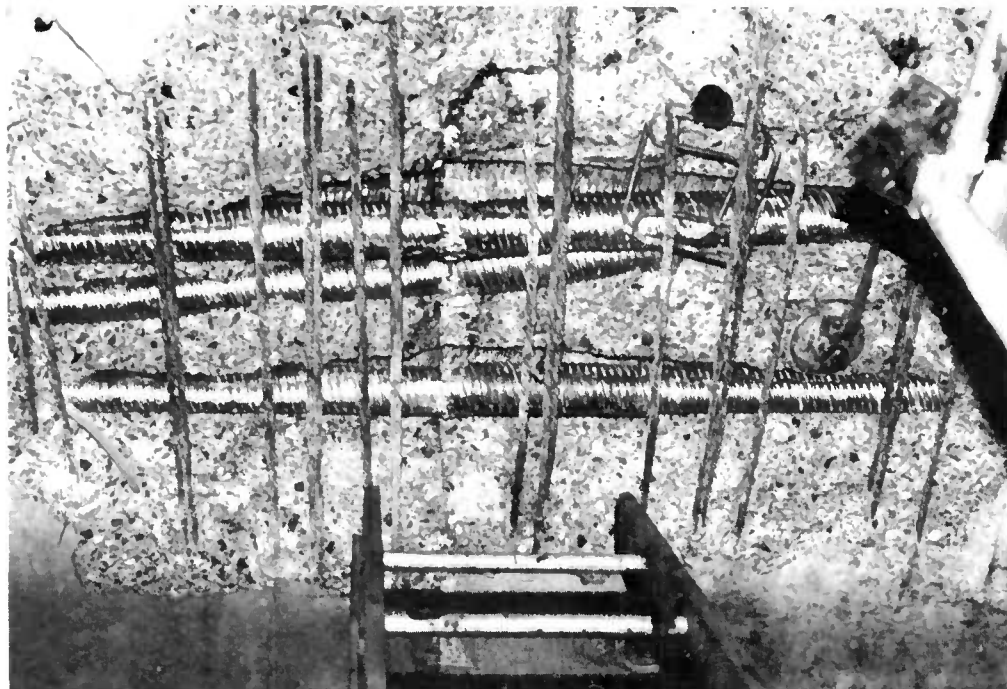


Fig. 41 — Exemple de désorganisation par pousée au vide locale.

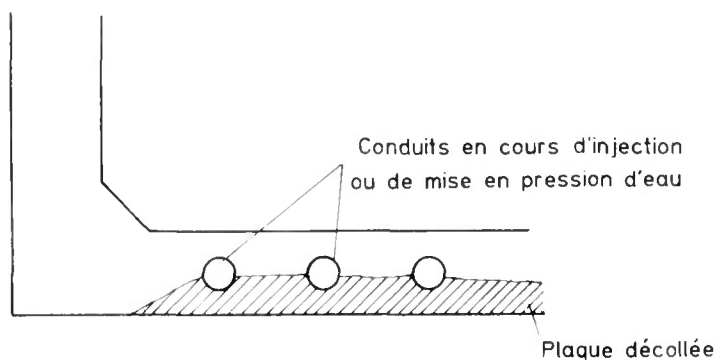


Fig. 42 — Décollement d'une plaque de béton.

3.7.2 — Causes

Les désordres précédemment décrits, qu'ils se soient produits à la construction, ou qu'ils apparaissent en service, sont dus pour la plupart à la pousée au vide des armatures de précontrainte.

- Soit que cette pousée (prévisible compte tenu du tracé des câbles et/ou de la forme des pièces...) n'ait pas été prise en compte dans la conception de la structure.

La pousée au vide exercée par une armature de précontrainte de rayon R et de force F vaut F/R et s'applique transversalement sur une certaine largeur b' de hourdis. A celle-ci peuvent s'ajouter les effets répartis du poids propre g du hourdis.

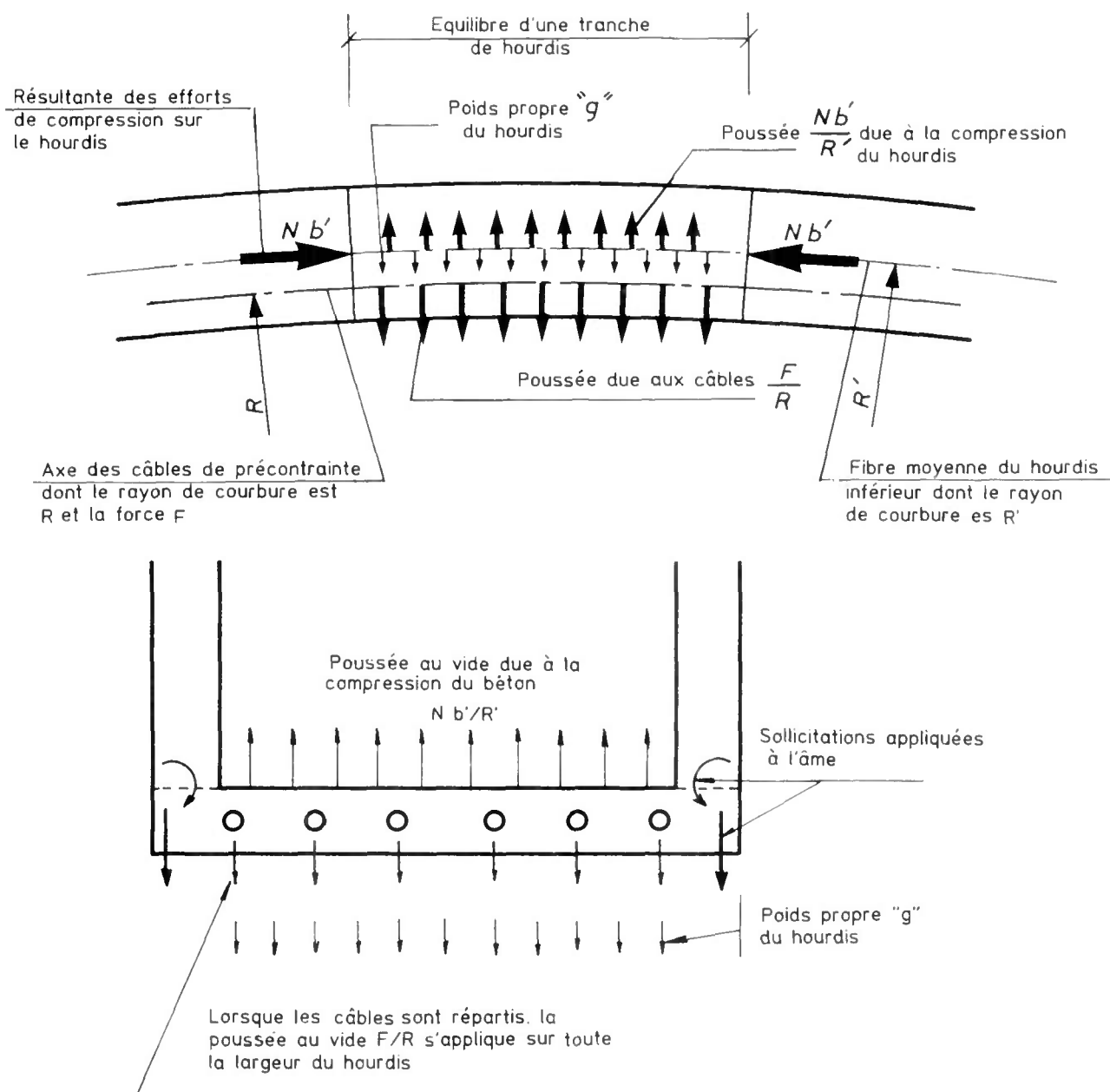


Fig. 43 — Equilibre des poussées au vide antagonistes.

Les désordres se produisent lorsque la poussée au vide n'est pas équilibrée par une poussée au vide en sens inverse Nb'/R' , développée par la compression du béton (fig. 43) et/ou par des armatures convenablement disposées (fig. 44, 45 et 46). Il y a lieu de noter que l'application des charges d'exploitation sur la structure peut réduire la compression du béton, donc la poussée au vide favorable et même, dans certains cas, mettre le béton, les armatures passives et les conduits en traction, ce qui augmente alors la poussée au vide défavorable.

Il y a lieu de noter également que les désordres peuvent être provoqués par la seule poussée au vide due à la compression du béton (fig. 47).

- Soit que les câbles aient subi des déplacements ou un festonnage au cours des opérations de bétonnage (voir ci-dessus, fig. 38 à 41).

En effet, au cours du bétonnage, si les conduits n'étaient pas suffisamment raidis et calés, ils se sont déplacés sous la poussée hydrostatique du béton, le poids des ouvriers, les chocs des vibrateurs... Un tel phénomène aurait pu être évité par une exécution soignée, et, si nécessaire, par la mise en place de quelques armatures (étriers) convenablement disposées.

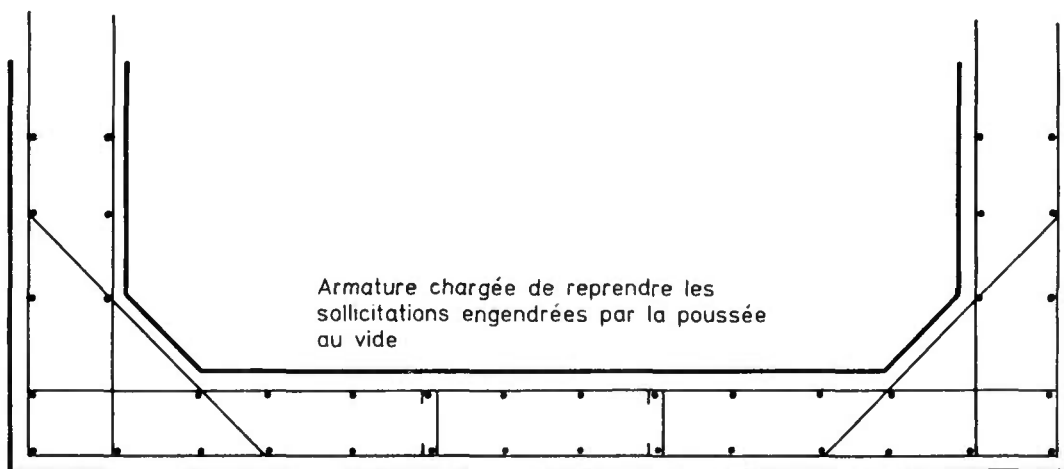


Fig. 44 — Reprise des efforts de poussée au vide d'un hourdis.

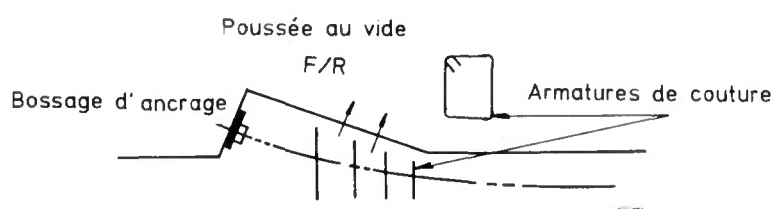


Fig. 45 — Reprise des efforts de poussée au vide au droit d'un ancrage.

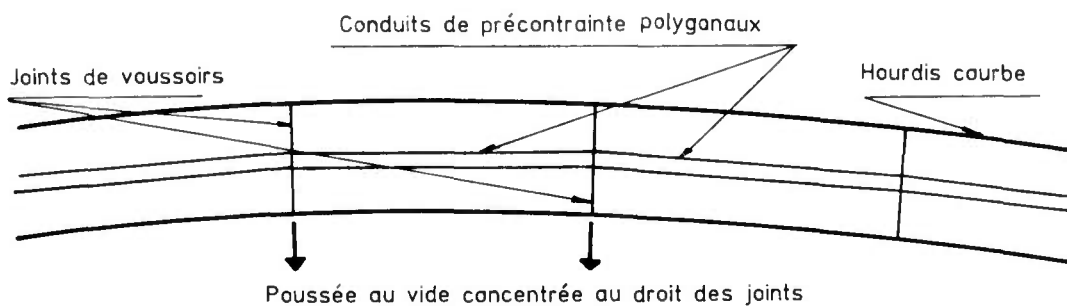


Fig. 46 — Reprise des efforts ponctuels de poussée au vide.

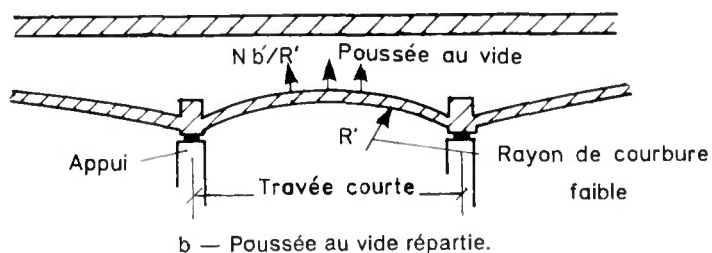
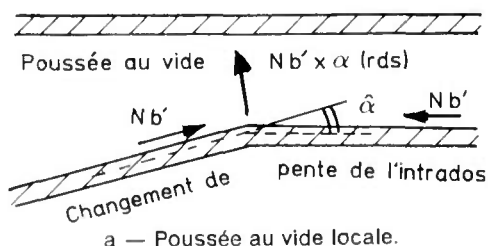
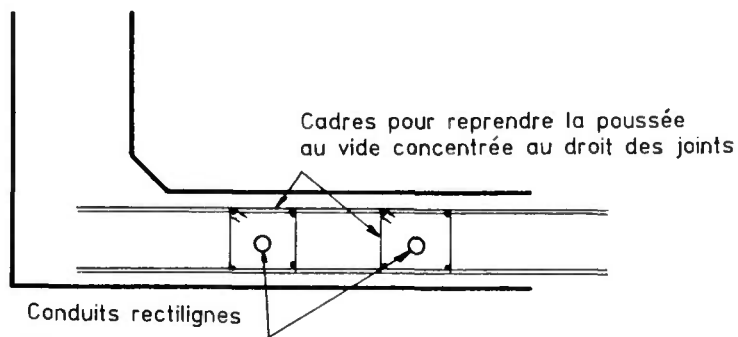


Fig. 47 — Poussée au vide due à la compression du béton.

3.8 — FISSURATIONS ET DÉSORDRES DIVERS

3.8.1 — Fissurations locales dues aux retraits gênés et aux effets thermiques

Dans les différentes parties d'un ouvrage les champs de température (ensoleillement, étuvage, chaleur d'hydratation du ciment...) et le retrait développent des déformations locales qui se trouvent gênées par les liaisons internes. Il apparaît alors des contraintes qui s'équilibrent entre elles (états d'autocontraintes). Lorsque les contraintes ainsi engendrées deviennent excessives une fissuration se produit. Ces phénomènes diffèrent de ceux de la précédente rubrique « gradients thermiques » (cf. § 3.3.2.2), car ils ont un caractère localisé.

Ces désordres peuvent apparaître dans les cas suivants :

- la section transversale présente de fortes variations d'épaisseurs (fig. 48 et 49) ;
- les opérations de bétonnage des différents éléments étaient trop décalées dans le temps (le ferrailage longitudinal habituel est insuffisant pour s'opposer à la fissuration) et/ou les coffrages étaient restés bridés (fig. 49) ;

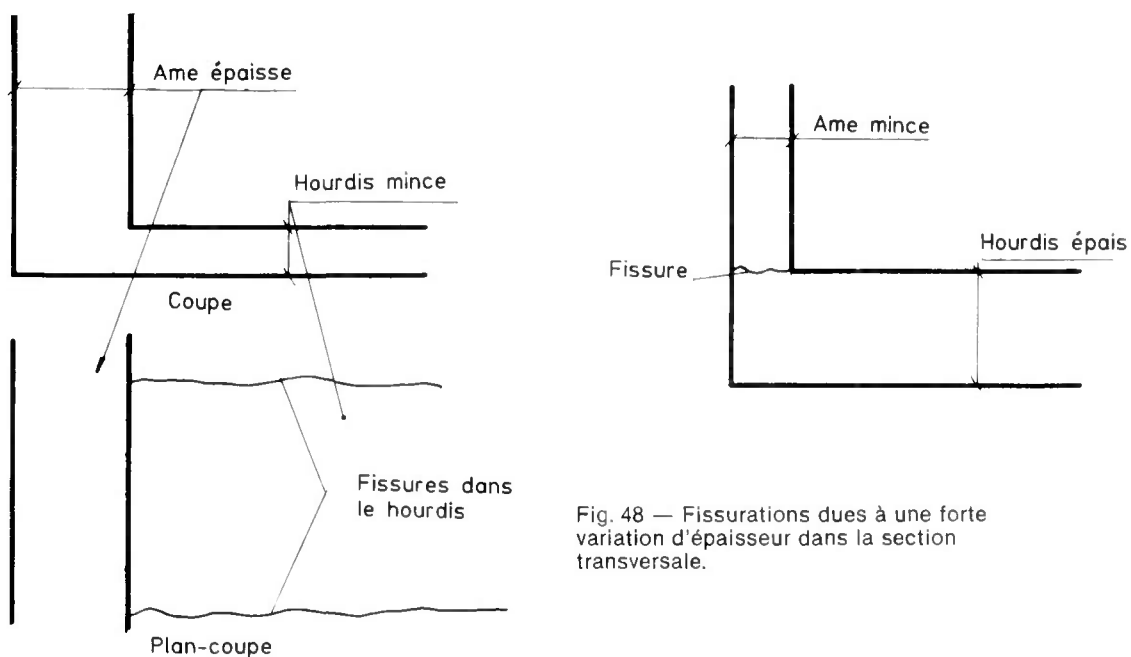


Fig. 48 — Fissurations dues à une forte variation d'épaisseur dans la section transversale.

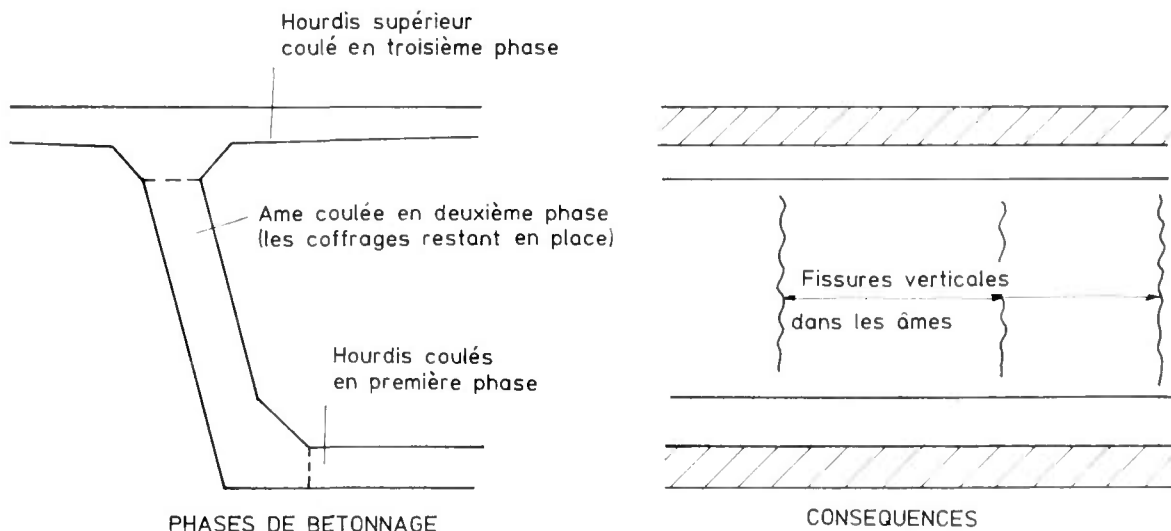


Fig. 49 — Conséquences du décalage dans le temps entre les phases de bétonnage.

— les assemblages entre les différentes parties de l'ouvrage ont été réalisés sans un bridage efficace soit dans le sens transversal soit dans le sens longitudinal (fig. 50). Pendant le durcissement du béton de clavage, les parties à relier subissent des déformations, en particulier d'origine thermique, qui entraînent des fissurations de celui-ci (rupture de l'adhérence acier-béton frais). La mise en précontrainte ne referme pas ces fissures, ce qui peut entraîner une déviation des isostatiques de compression vers les zones non fissurées, et modifier la distribution de la précontrainte dans la section considérée. Celle-ci peut alors présenter une insuffisance de résistance à la flexion... (cf. également la remarque du § 3.3.3.1).

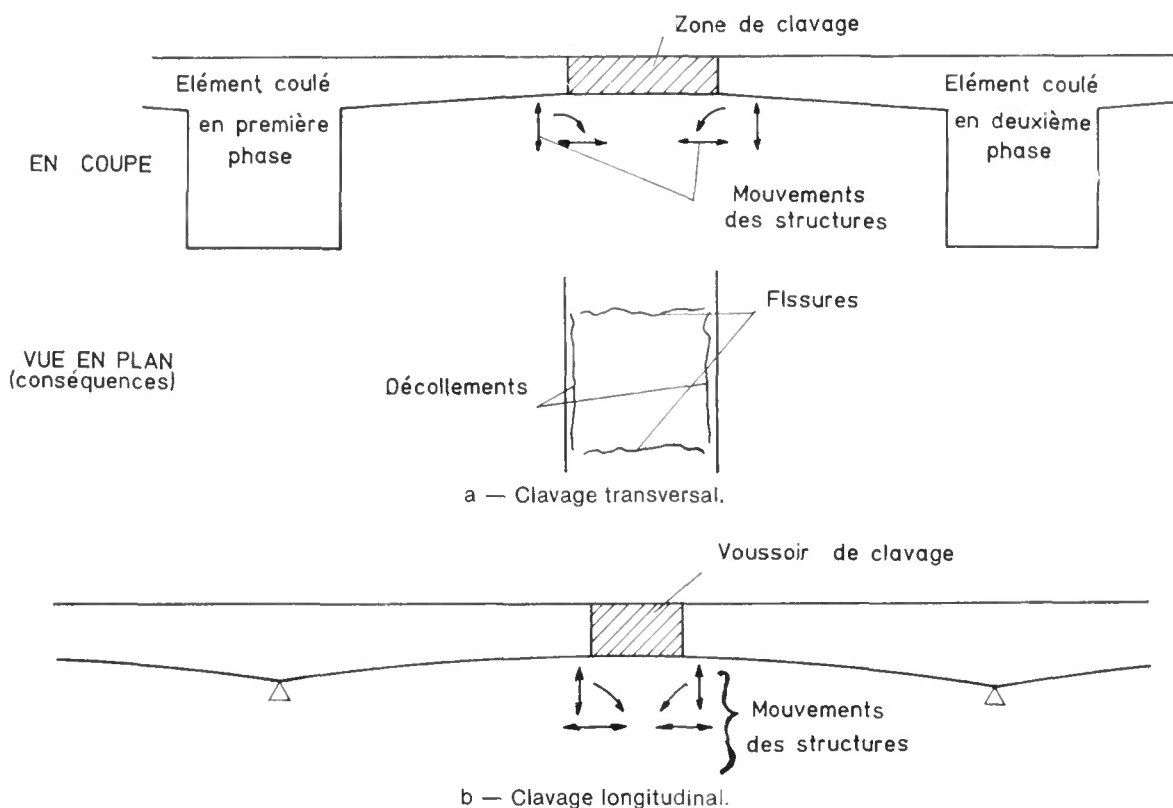


Fig. 50 — Conséquences d'une insuffisance de bridage lors du clavage.

La fissuration classique des entretoises au niveau des ouvertures (fig. 51) prévues pour la visite des ouvrages (section plus faible) est due à des phénomènes analogues, auxquels peut s'ajouter une mauvaise conception du ferrailage. Il est à noter que les angles vifs favorisent la concentration des contraintes. Ce type de fissuration n'est pas dangereux pour la vie de l'ouvrage, sous réserve bien entendu que les fissures restent fines (0,1 à 0,3 mm d'ouverture au maximum) et n'aient pas une autre origine (se reporter au § 3.8.6).

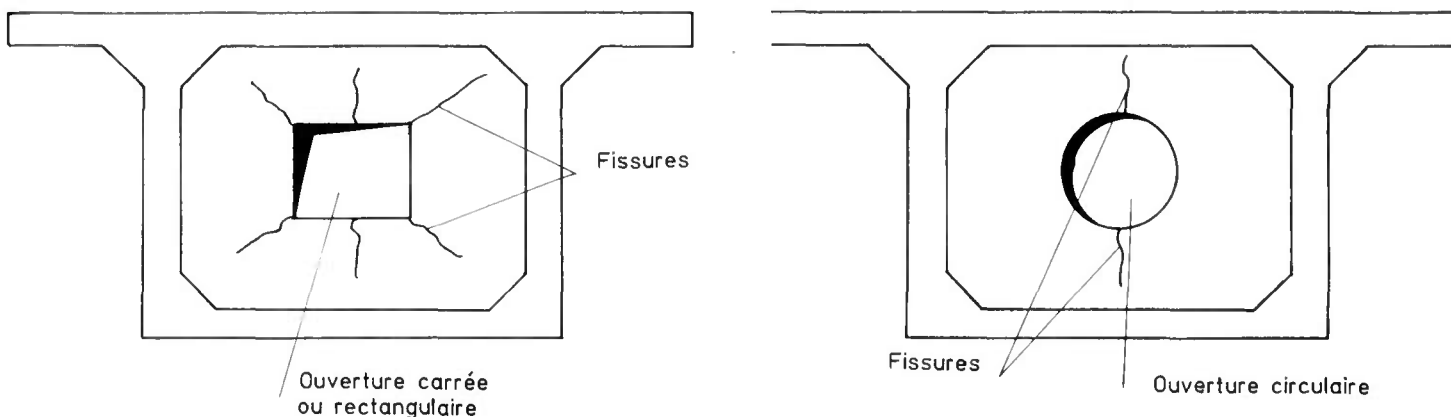


Fig. 51 — Fissuration d'une entretoise au voisinage d'une ouverture.

3.8.2 — Corrosion des câbles (se reporter au sous-fascicule 32-1 qui traite de la corrosion généralisée et de la corrosion sous contrainte)

Dans un certain nombre d'ouvrages anciens, les armatures de précontrainte ont été disposées dans des encoches en partie supérieure, parfois en partie inférieure, et simplement protégées par un béton de remplissage non précontraint (fig. 52 et 53). Compte tenu de la médiocre qualité des chapes anciennes, voire de leur absence, et de l'utilisation de sels de déverglaçage pour la viabilité hivernale, des corrosions peuvent se produire.

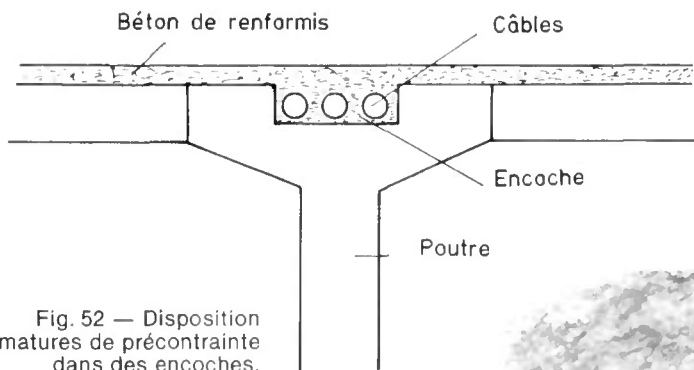


Fig. 52 — Disposition d'armatures de précontrainte dans des encoches.

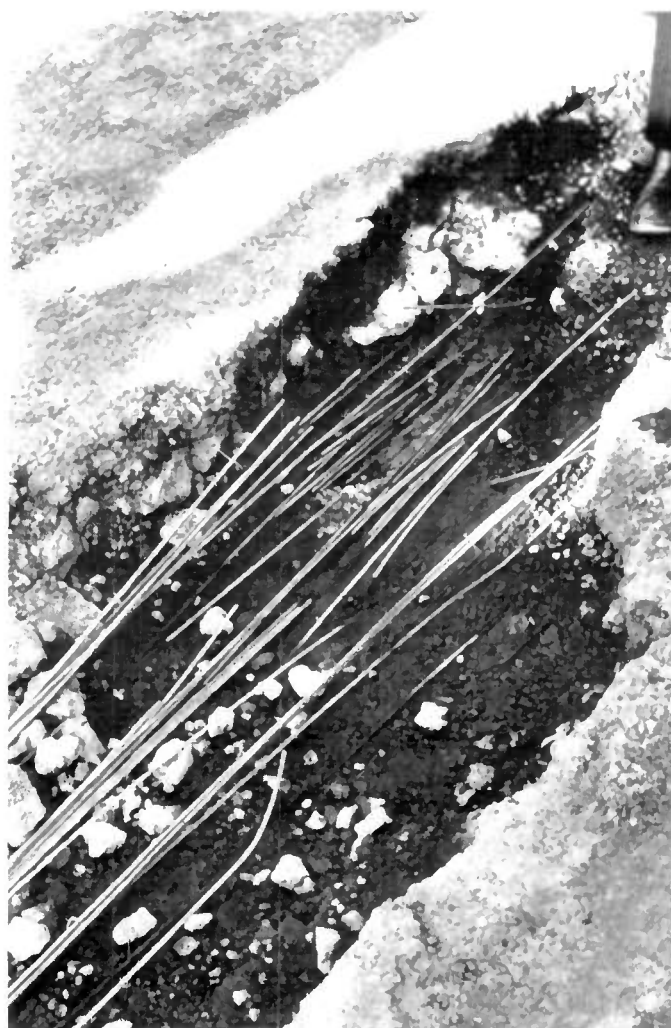


Fig. 53 — Exemple de corrosion entraînant la rupture des armatures placées dans des encoches.

De tels désordres doivent entraîner des mesures de sauvegarde, conformément aux prescriptions du § 3.9.

Il faut soupçonner ce type de désordre lorsque localement le revêtement de chaussée ne tient pas (c'est en effet le béton de couverture qui se désorganise), et surtout le prévoir par un examen des plans d'exécution et un contrôle des injections (gammagraphie et fenêtres).

Les corrosions peuvent affecter également les armatures de précontrainte lorsque les cachetages sont de mauvaise qualité et laissent circuler l'eau (fig. 54). De plus, celle-ci peut geler ce qui entraîne des éclatements du béton ; à la limite il y a risque de ruine de l'ouvrage.

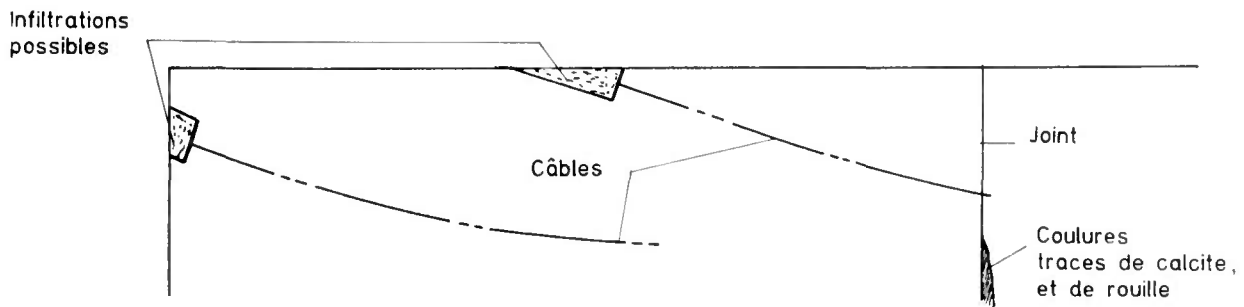


Fig. 54 — Infiltration d'eau aux ancrages des câbles.

Ce type de désordre se traduit par des suintements, des coulures de calcite... qui apparaissent par exemple le long des joints, au droit des fissures le long du tracé des câbles, à l'emplacement des reprises de bétonnage... Au cours des visites ou à la première occasion favorable, il y a lieu d'examiner si possible l'about des tabliers et avec une attention toute particulière lorsque l'intervalle entre celui-ci et le garde-grève est très faible.

Le sous-fascicule 32-1 traite de la conduite à tenir en cas de défauts d'injection, des méthodes de détermination du degré de corrosion des armatures de précontrainte et des moyens à utiliser pour stopper l'évolution de la corrosion. (Les moyens à utiliser au cours de l'exécution des ouvrages pour protéger les armatures de précontrainte contre la corrosion sont développés dans le fascicule 65 du CCTG).

3.8.3 — Conséquences des reprises de bétonnage mal exécutées ou mal disposées

L'expérience montre qu'une pièce réalisée avec des reprises de bétonnage même bien exécutées ne présente pas la même résistance que la même pièce réalisée de façon monolithique ⁽¹⁾. Par voie de conséquence, une reprise de bétonnage exécutée à l'encontre des règles de l'art ou mal disposée peut favoriser la formation de larges fissurations affectant localement le fonctionnement d'une structure (réduction de l'inertie de la section après fissuration).

Par exemple, c'est souvent le cas des reprises âmes-hourdis en l'absence de gousset lorsqu'il existe des poussées au vide (cf. fig. 36, se reporter au § 3.7.1), d'autant que ces sections sont de surcroît soumises à des efforts tangents (effort tranchant, diffusion) qui accentuent les risques de désordres.

3.8.4 — Désordres particuliers au droit de joints entre voussoirs

L'absence ou la mauvaise polymérisation de la colle ou d'un mortier à base de polymères thermodurcissables au droit d'un joint entre voussoirs préfabriqués peut entraîner un certain nombre de désordres. Il est possible de citer par exemple :

— des glissements au niveau du hourdis inférieur en l'absence de clés ou de dispositions particulières, qui peuvent entraîner une rupture de celui-ci (ce phénomène est apparu en cours d'exécution sur quelques ouvrages) (fig. 55) voire l'effondrement de l'ouvrage ;

— des désordres au niveau du hourdis supérieur ; de même, malgré la présence d'aciers passifs longitudinaux (fig. 56) ; dans le cas visé par le croquis, le joint n'intéressait que les hourdis. Les âmes et les goussets avaient été clavés en béton traditionnel. Le hourdis supérieur au droit du joint n'était plus comprimé et sous les charges roulantes se comportait comme une dalle à bords libres ce qui entraînait des épaufrures du béton dues au déplacement des aciers longitudinaux.

Cette absence de compression se retrouve également dans certains ouvrages à voussoirs préfabriqués lorsque les joints ne sont pas parfaitement conjugués, et même dans certains ouvrages bétonnés de façon traditionnelle (équipages mobiles...) ce qui peut entraîner une déviation des isostatiques de compression (fig. 57) aussi bien au niveau des âmes que des hourdis.

⁽¹⁾ Essais CEBTP-SES, décembre 1979, relatifs à l'étude du comportement sous effort tangent des surfaces de reprise de bétonnage.

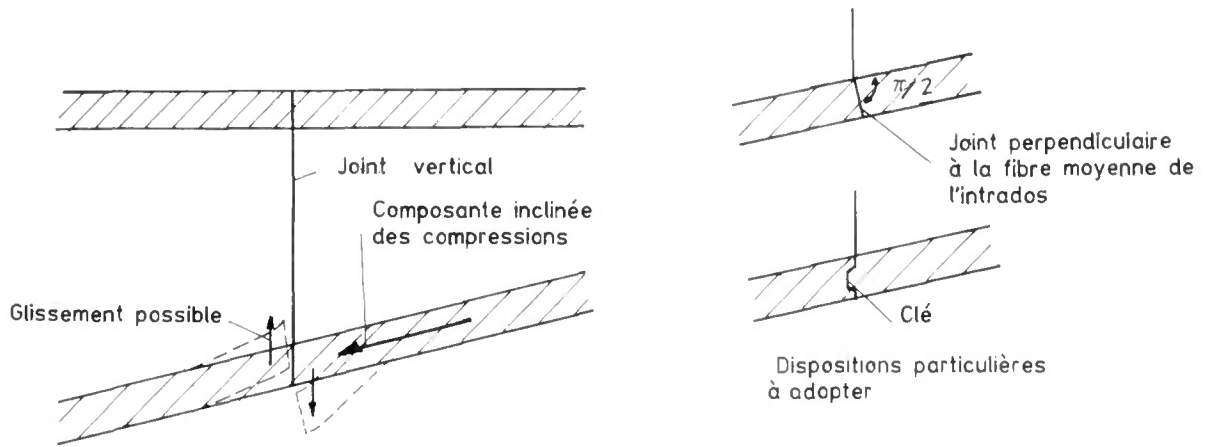
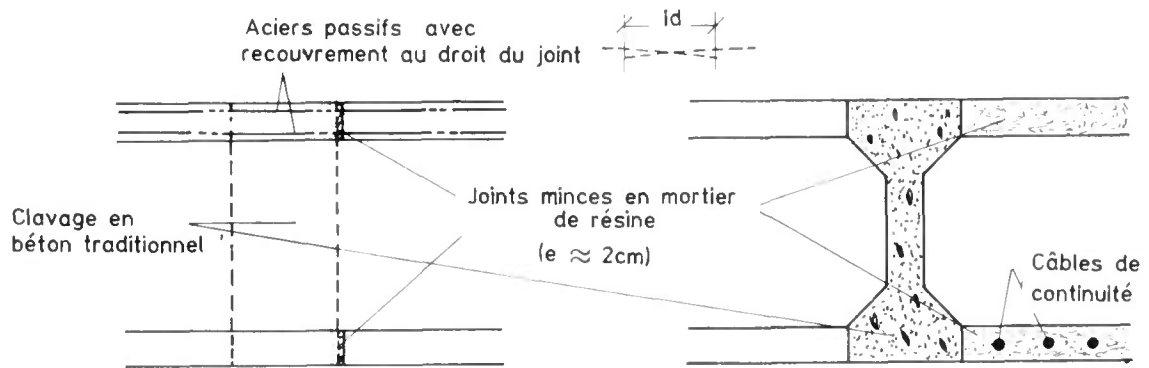
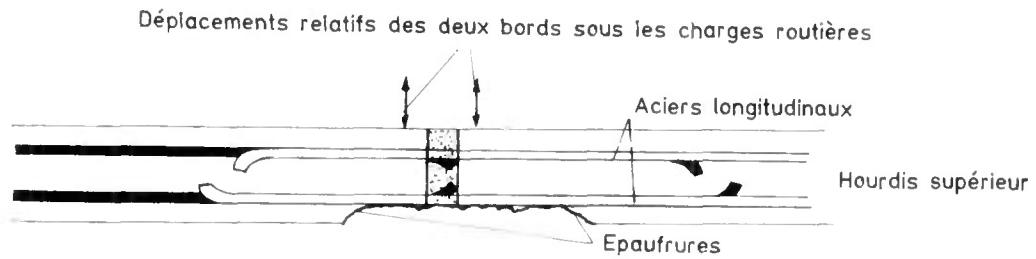


Fig. 55 — Glissement du hourdis inférieur au droit d'un joint.



a — Dispositions du joint pouvant entraîner des désordres.



b — Désordres constatés.

Fig. 56 — Exemple de désordres dus au mauvais durcissement du matériau utilisé dans un joint.

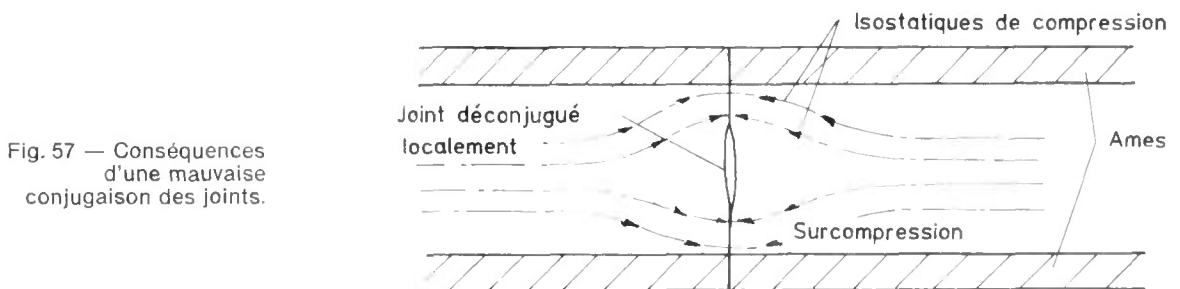


Fig. 57 — Conséquences d'une mauvaise conjugaison des joints.

Un tel défaut peut être à l'origine d'insuffisances de résistance à la flexion générale de l'ouvrage et également d'insuffisance de résistance à la flexion locale du hourdis supérieur. Dans ce dernier cas, les déplacements relatifs des bords du joint (fig. 58) peuvent fissurer la chape et le revêtement de chaussée, et entraîner une circulation d'eau dans l'ouvrage facteur d'aggravation des désordres.

Suivant l'importance et l'origine des désordres visés ci-dessous, des mesures de sauvegarde sont à prendre, conformément aux prescriptions du § 3.9.

Fig. 58 — Exemple de mauvaise conjugaison des joints.



3.8.5 — Fissuration au droit des joints de couplage

Localement, au droit de ces joints, dans la zone d'introduction des efforts de précontrainte, le béton se déforme et la résistance des matériaux classique ne s'applique plus en ce qui concerne la répartition des contraintes. Si les coupleurs ne sont pas suffisamment répartis, s'il n'y a pas un certain pourcentage d'armatures de béton armé, ou si tous les câbles sont couplés, le joint peut alors ne pas être correctement comprimé sur toute sa surface (fig. 59).

Dans certains cas, lorsqu'en outre les coupleurs se trouvent bloqués (absence ou défaut de capotage), la section du joint ne peut être mise en précontrainte. Cela se traduit par une insuffisance de résistance à la flexion accompagnée par une fissuration (fig. 60).

(Les règles BPEL indiquent les dispositions à respecter dans la conception des joints de couplage).

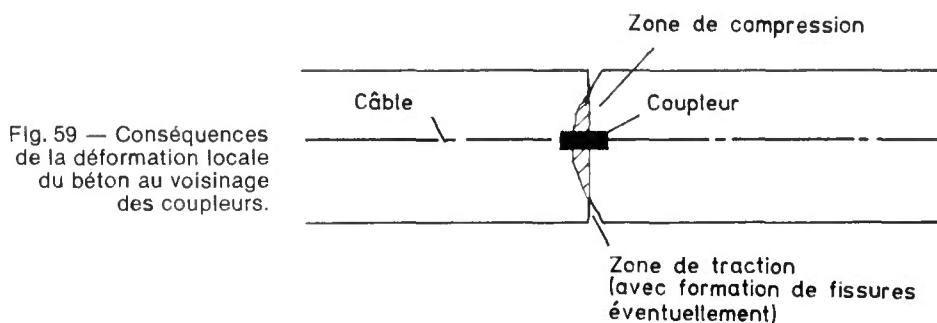


Fig. 59 — Conséquences de la déformation locale du béton au voisinage des coupleurs.

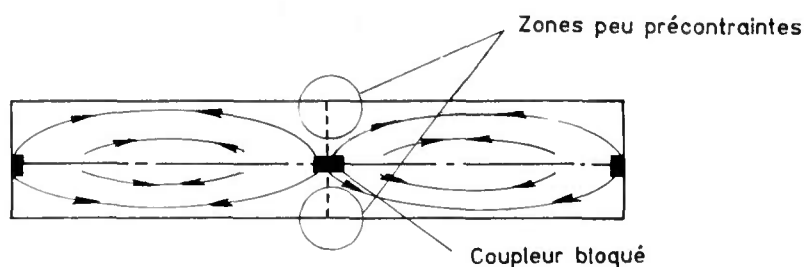


Fig. 60 — Blocage d'un coupleur.

3.8.6 — Conséquences de la mauvaise estimation des efforts, et de la mauvaise transmission de ceux-ci

Ce type d'erreur de conception se rencontre le plus souvent au droit des entretoises d'appui des ouvrages qui sont chargées d'assurer la transmission des charges du tablier aux appareils d'appui ou aux dispositifs de vérinage (fig. 61).

Si une couture efficace entre l'entretoise et les âmes et un renforcement de celles-ci n'ont pas été prévus, *de très graves désordres peuvent se produire*. L'effondrement du tablier peut même être redouté lorsque les appareils d'appui ne sont pas disposés sous les âmes (fig. 62).

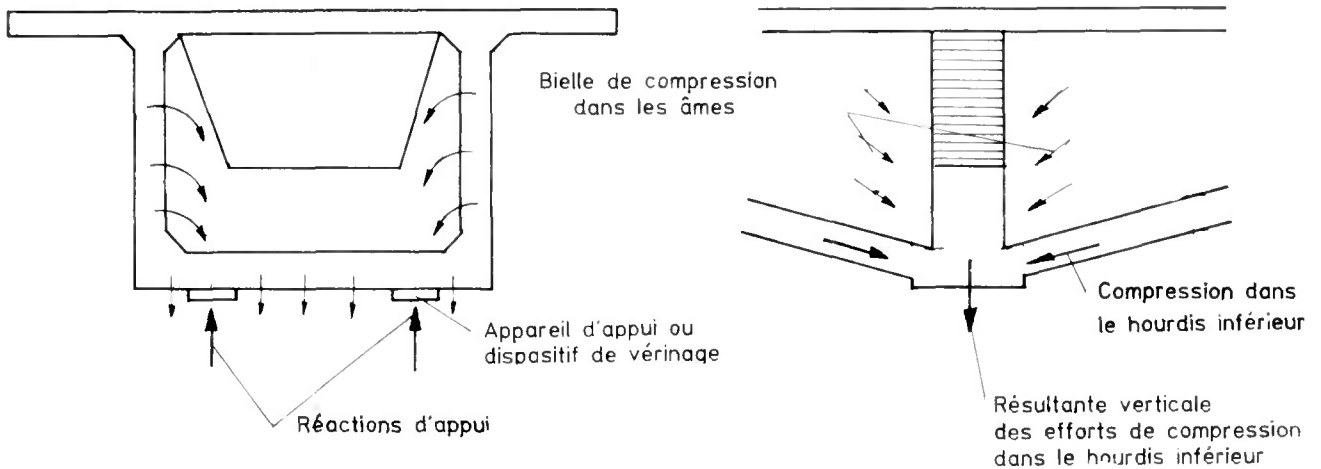


Fig. 61 — Schéma de transmission des efforts entre le tablier et les appareils d'appui.

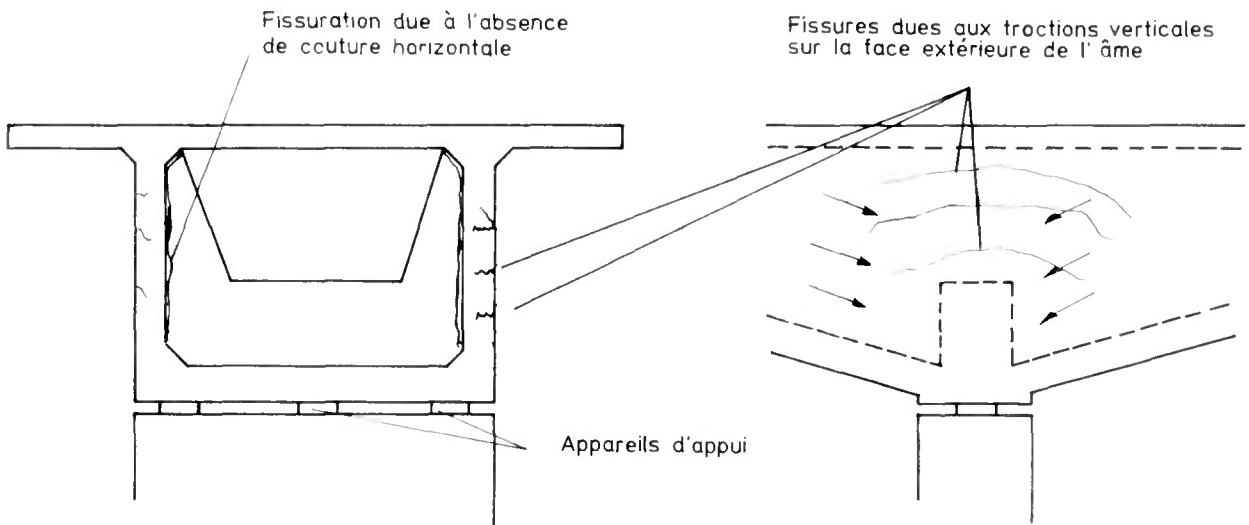


Fig. 62 — Exemple de désordres constatés au droit d'une entretoise sur appui.

Il en est de même, dans un pont courbe, lorsque l'ouverture prévue pour la visite a été disposée au centre de l'entretoise sans tenir compte du fait que, l'âme intérieure étant plus chargée que l'âme extérieure (incidence de la torsion), une bielle de compression diagonale traverse l'entretoise (fig. 63). *Ce désordre présente un danger pour la stabilité du tablier.*

Enfin, un dispositif anti-soulèvement conçu tel que celui de la figure 64 avec une partie exposée aux tassements peut entraîner des désordres graves.

Fig. 63 — Conséquences de la torsion dans un pont courbe.

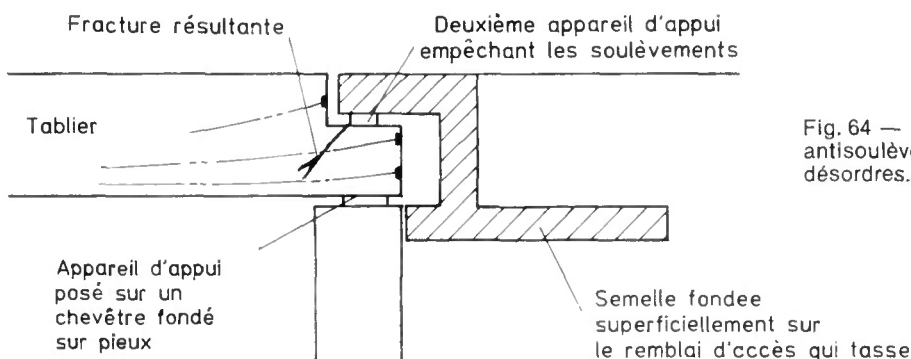
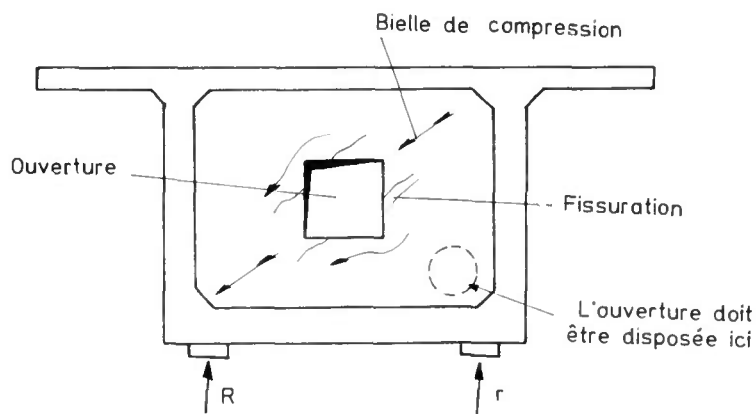
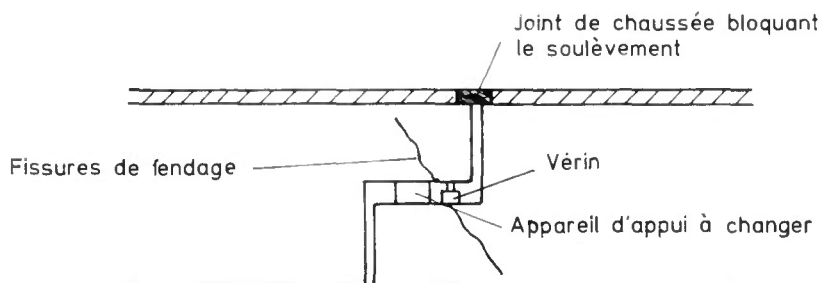


Fig. 64 — Exemple de dispositif antisoulèvement générateur de désordres.

Fig. 65 — Efforts parasites développés lors du soulèvement d'un tablier.



Il est à noter que ce dernier désordre peut également se produire au cours d'un changement d'appareils d'appui, en particulier au niveau d'un joint dit « cantilever » lorsque toutes les précautions ne sont pas prises pour empêcher le développement d'efforts parasites (démontage des joints de chaussée, démanchonnage des lisses des garde-corps...) (fig. 65).

L'apparition de tels désordres doit entraîner la prise de mesures de sauvegarde, conformément aux prescriptions du § 3.9.

3.8.7 — Conséquences des tassements de cintres, du mauvais réglage des contre-flèches et des déformations des coffrages

Les tassements de cintres et d'étaisements, surtout s'ils entraînent des phénomènes d'instabilité, peuvent avoir des conséquences graves à la construction. Si par chance, ils restent mineurs, les défauts, alors apparus en cours d'exécution ne présentent, dans les meilleurs cas, qu'un inconvénient d'ordre esthétique sauf s'ils peuvent amorcer des phénomènes de poussée au vide. Il ne faut donc pas les confondre avec les défauts qui apparaissent en phase de service.

Fig. 66 — Déformations anormales d'origine.

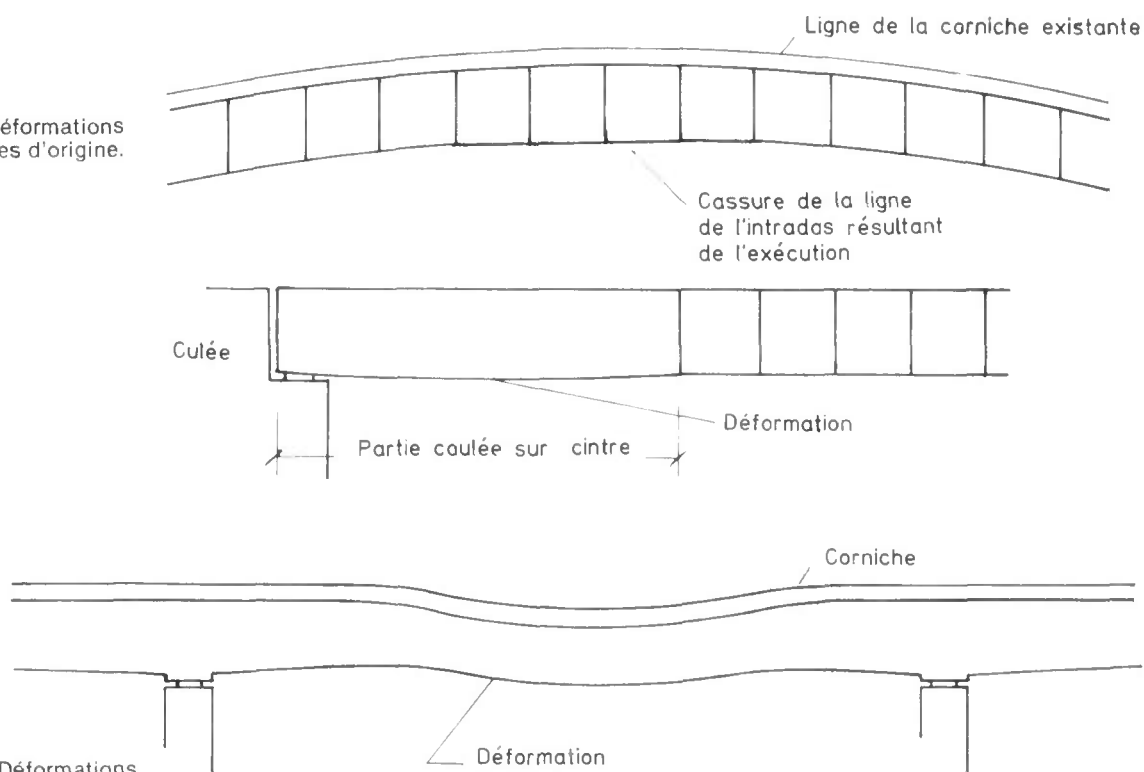
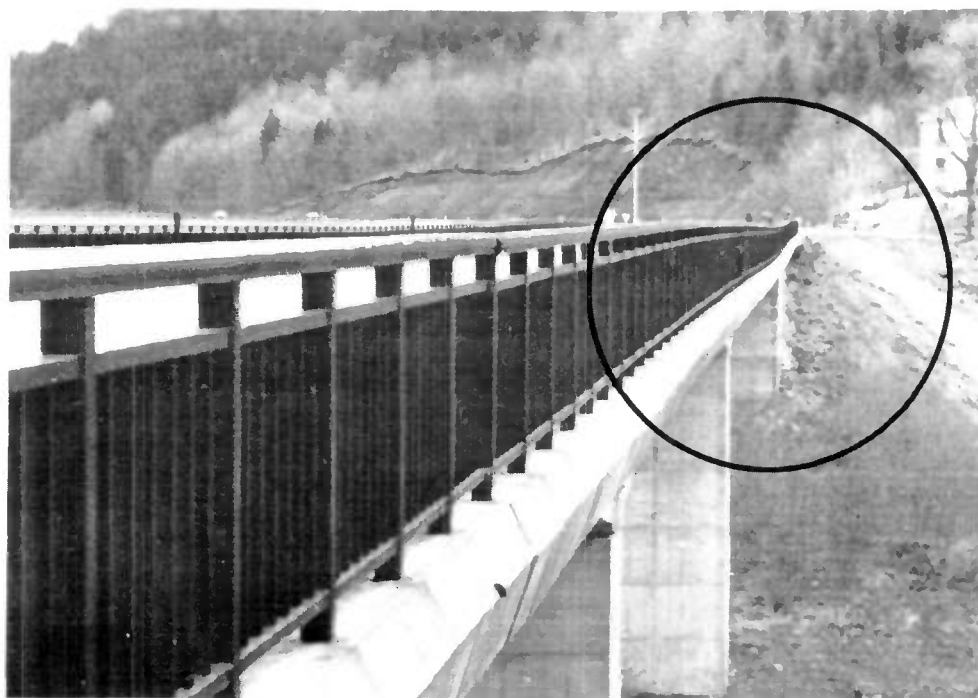


Fig. 67 — Déformations anormales survenues après mise en service.



Par exemple, il est en général facile de distinguer les effets des tassements de cintre (ou les défauts dus au mauvais réglage des contre-flèches) d'une flèche excessive qui peut être l'indice d'une insuffisance de résistance à la flexion (fig. 66 et 67). En effet, en fin de construction, les superstructures de l'ouvrage (garde-corps, corniches, bordures), sauf déformation trop importante, sont réglées pour assurer un profil en long agréable à l'œil (la ligne de l'ouvrage).

Si cette ligne existe sur un ouvrage en service, il est fort probable que les déformations relevées des sous-poutres existaient à sa mise en service.

Il est à noter que la comparaison du profil en long réalisé (état initial) avec celui obtenu par un nivellement corrigé thermiquement ou l'examen du journal de chantier peuvent permettre de vérifier ces hypothèses.

De la même façon, il est possible, par des mesures simples, de distinguer les fissures « actives » au droit des joints de voussoirs des fissures « passives » qui se sont produites durant la construction par déformation des équipages mobiles (fig. 68) (il s'agit des équipages mobiles classiques).

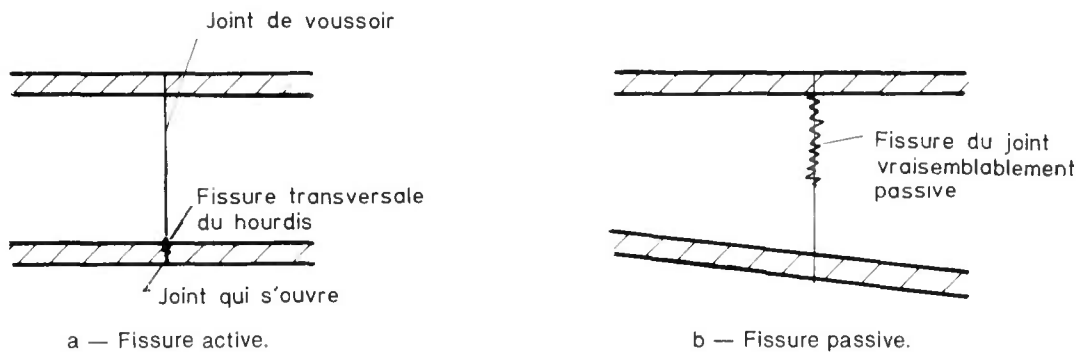


Fig. 68 — Activité des fissures.

3.8.8 — Fissuration due à un mauvais positionnement des câbles

Des fissures de flexion peuvent apparaître dans des hourdis précontraints transversalement lorsque le tracé ondulé donné aux câbles dans le but d'obtenir de la précontrainte un rendement maximal n'a pas été respecté à l'exécution (fig. 69).

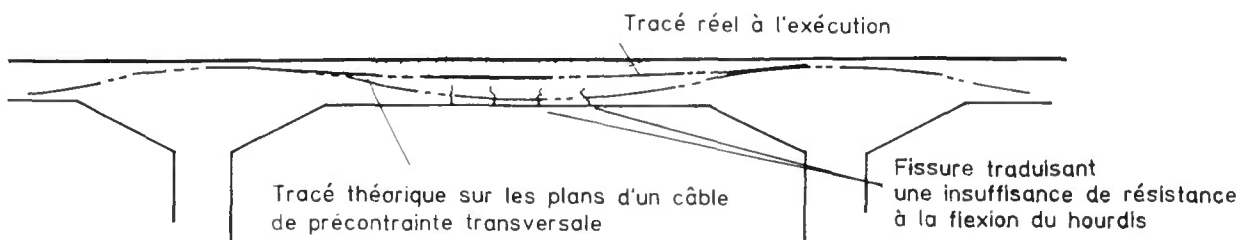


Fig. 69 — Mauvaise position des câbles de précontrainte transversale.

3.9 — MESURES À PRENDRE

L'attention a été attirée sur les désordres pouvant présenter des risques à court terme (cf. § 3.4.1, 3.6.1, 3.7.1, 3.8.2, 3.8.4, 3.8.6 du présent texte).

Dans l'attente de l'avis des spécialistes qu'il faut consulter en urgence, l'apparition de ces phénomènes doit entraîner une limitation de la circulation des poids lourds (fig. 70) (consulter le chapitre relatif aux mesures de sécurité du fascicule 03).



Fig. 70 — Exemple de restrictions de circulation.

Il est à noter que la seule mesure de limitation d'accès aux poids lourds qui soit physiquement applicable est l'interdiction aux véhicules de plus de 3,5 t.

Ce n'est qu'après étude du cas pathologique que les spécialistes pourront conseiller le gestionnaire sur ce qu'il convient de faire (maintien de la limitation de charge, interdiction de la circulation, investigations complémentaires, recalcul de l'ouvrage, etc.).

En ce qui concerne également les autres désordres, le gestionnaire, avant de prendre une décision, devra consulter les spécialistes (se reporter au fascicule 03), car il faut toujours se rappeler que des désordres locaux peuvent entraîner à terme des désordres généraux beaucoup plus graves.

NOTA : Plusieurs expériences ont montré que l'arrosage de la chaussée sur le tablier réduit considérablement les « gradients thermiques » et donc les ouvertures des fissures et les surtensions dans les aciers qu'ils provoquent. Cette méthode permet dans certains cas d'éviter les mesures de limitation de charge en attendant le renforcement.

CHAPITRE 4

Surveillance

REMARQUES LIMINAIRES

La surveillance ne peut être effectuée convenablement sans une bonne connaissance de l'histoire de la structure. En effet, certains indices doivent attirer l'attention du gestionnaire, par exemple :

- études trop sommaires au stade du DCE,
- choix d'une variante de conception majeure après un délai d'études manifestement trop réduit (souvent dû au respect des dates-limites d'origine budgétaire...),
- recours au forfait avec un contrôle insuffisant (études ou exécution),
- introduction de nouvelles techniques d'exécution, utilisation de techniques dont les résultats n'ont pas été confirmés, ou recours à des extrapolations sans tenir compte de l'effet d'échelle,
- modifications dans la conception introduites après signature du marché,
- réparations hâtives en cours d'exécution ou juste après...
- ouvrage situé sur un itinéraire de convois exceptionnels lourds de troisième catégorie au sens de la circulaire n° 75-173 du 19 novembre 1975. Un tel ouvrage peut se trouver très fortement sollicité sous le passage du convoi exceptionnel mélangé éventuellement à la circulation courante en période de forts gradients thermiques (consulter le document sur les transports exceptionnels annexé à la lettre-circulaire R/EG.3 du 20 juillet 1983).

Compte tenu de la technicité des structures visées par le présent fascicule 32.2 il est conseillé au gestionnaire de s'assurer du concours de la CDOA pour l'organisation des visites annuelles et des inspections détaillées.

4.1 — CODIFICATION DES PARTIES DE L'OUVRAGE

Dans tous les cas, il importe que toutes les parties d'un ouvrage soient repérées au moyen d'une codification claire.

Dans le cas où une *codification existe sur les plans d'exécution*, il est souhaitable de reprendre celle-ci pour la rédaction des documents de surveillance.

Dans le cas contraire, il est conseillé de s'inspirer de la codification proposée en exemple dans l'annexe n° 5.

4.2 — SURVEILLANCE CONTINUE

Toute déformation anormale du profil en long, et l'apparition des désordres visés dans le présent texte comme devant entraîner la mise en œuvre de mesures de sauvegarde **doivent être signalées immédiatement au Subdivisionnaire territorialement compétent.**

4.3 — VISITE ANNUELLE

4.3.1 — Généralités - Organisation et préparation de la visite

La visite annuelle doit être programmée de façon à se situer à des périodes permettant d'effectuer toutes les constatations sur l'ensemble des parties d'ouvrage de la structure. En particulier, les conditions atmosphériques et thermiques doivent être choisies :

— pour juger du comportement réel de l'ouvrage dans les périodes où il est le plus sollicité. Il s'agit des périodes où les effets « des gradients thermiques » sont les plus importants. Les périodes sont celles où l'ensoleillement est le plus fort et les nuits encore fraîches, c'est-à-dire la fin du printemps et le début de l'automne. Compte tenu de l'inertie thermique du hourdis supérieur, c'est entre 17 h et 22 h que l'effet maximal est atteint par une journée ensoleillée. C'est donc pendant ces périodes et en fin de journée que les fissures de flexion sont les plus marquées ;

— pour apprécier le fonctionnement des systèmes d'évacuation et de drainage des eaux, pour évaluer la qualité de l'étanchéité et l'absence de circulations d'eau dans la structure, en particulier dans les conduits de précontrainte. Les longues périodes pluvieuses et celles de gelées sont favorables pour ce type d'observations (couloirs et formation de stalactites de glace).

Avant la visite, les plans de l'ouvrage, en particulier ceux de câblage où d'éventuels points faibles peuvent être repérés (concentration d'ancrages, absence ou insuffisance manifeste de précontrainte), doivent être examinés par les membres de l'équipe chargée de la visite.

Des instructions particulières doivent être données à l'équipe de visite dans le cas où des défauts pouvant présenter un certain caractère de gravité auraient été relevés au cours d'actions de surveillance antérieures.

AVERTISSEMENT IMPORTANT

La visite de ces grands ouvrages, et en particulier des ponts à poutres-caissons, ne doit jamais être effectuée par une personne seule. Pour l'intérieur des poutres-caissons, l'équipe doit disposer d'un matériel adapté, en particulier d'un éclairage puissant, car la plupart des lampes portatives habituelles ne donnent pas satisfaction, de dispositifs de dépoussiérage⁽¹⁾ (aspirateur, à la rigueur une brosse) et de marqueurs indélébiles. Pour les photographies, il faut utiliser une torche type cinéma ou un flash.

L'utilisation d'un appareil photographique est conseillée. Il convient de ne pas oublier d'orienter, de titrer et de donner une échelle aux photographies (cartons avec titres au feutre, mires...) (fig. 71).

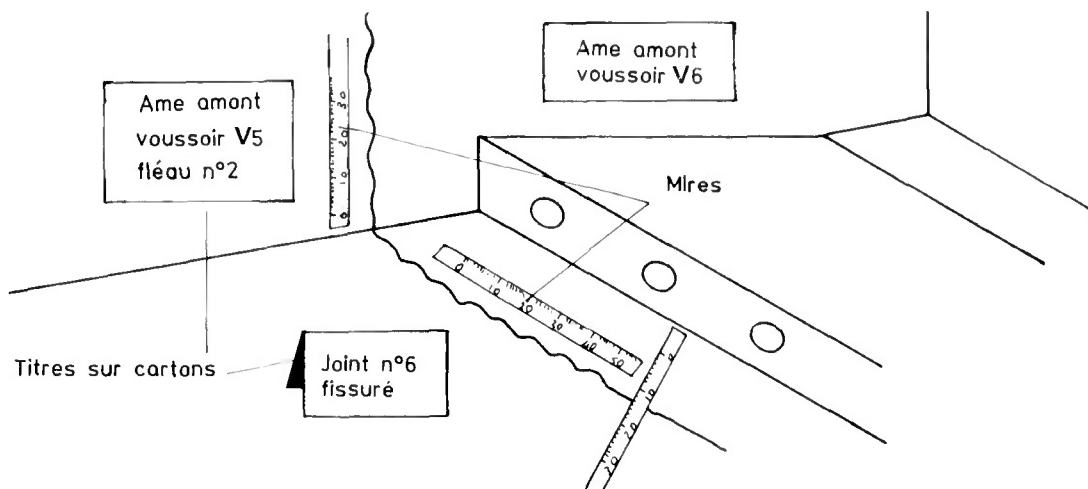


Fig. 71 — Repérage d'une photographie.

⁽¹⁾ Le nettoyage de l'intérieur du tablier fait partie de l'entretien courant.

4.3.2 — La visite - Les points à examiner (cf. fascicule 02)

A pied d'œuvre, l'équipe doit commencer sa visite par :

- une vérification de la localisation de l'ouvrage,
- un relevé des conditions atmosphériques et de la température pendant l'intervention.

L'équipe de visite doit faire ensuite, un examen visuel (avec des moyens optiques si nécessaire) de l'ensemble de la structure et vérifier la régularité du profil en long (un nivellement peut s'avérer nécessaire en cas de doute).

Il est conseillé, pendant les cinq premières années de la vie des ouvrages, de faire procéder au moins à un nivellement (cf. fascicule 04).

Il est à noter que les désordres se manifestent souvent pendant les premières années de vie des ouvrages et il convient d'être particulièrement vigilant lors des premières visites qui suivent l'inspection détaillée initiale.

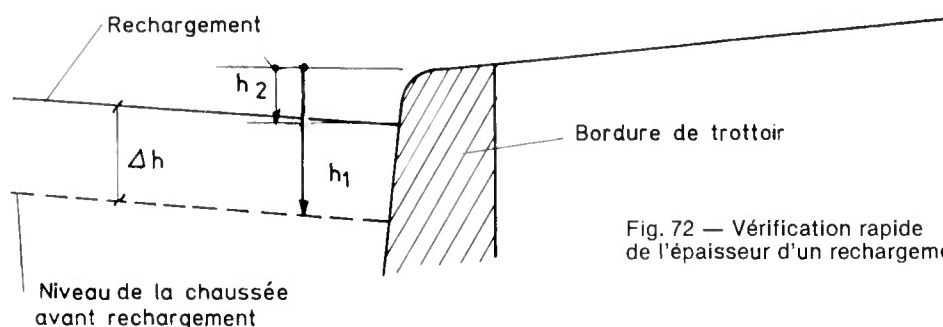
Si un doute apparaît, lors d'une visite, sur la stabilité des appuis, il y a alors lieu de procéder à un nivellement (cf. fascicule 04).

Pour effectuer les observations, il est conseillé de suivre l'ordre suivant :

- Partie supérieure du tablier

L'état de surface du tablier doit être examiné. Les déformations du revêtement doivent être relevées car elles peuvent être à l'origine d'effets dynamiques sous circulation lourde. Les dégradations ponctuelles doivent être notées car elles peuvent être l'indice de défauts d'étanchéité qui peuvent entraîner la corrosion des câbles de précontrainte.

Si la chaussée a été rechargée depuis la dernière action de surveillance, l'épaisseur mise en place doit être contrôlée (par référence à la hauteur de la bordure, à celle des dispositifs de sécurité...) (fig. 72) car des rechargements excessifs peuvent être à l'origine de fissures de flexion.



Le subdivisionnaire, après la visite, doit s'assurer, en consultant le document signalétique, que l'épaisseur totale du revêtement ne dépasse pas celle qui a été prise en compte dans les calculs.

L'état des bordures de trottoirs et des corniches, les défauts géométriques affectant les garde-corps et les systèmes de protection (souvent indicateurs de déformations d'ensemble) sont à relever systématiquement.

Les systèmes d'évacuation des eaux doivent être contrôlés : emplacement, type, dimensions, fonctionnement... puisqu'une mauvaise évacuation des eaux peut être à l'origine de phénomènes de corrosion.

Les joints de chaussée (et de trottoirs) doivent être examinés afin de noter s'il n'y a pas de blocages soit dans le sens longitudinal soit dans le sens transversal. De tels blocages peuvent être par exemple l'indice de désordres au niveau des appuis.

Il y a lieu de contrôler par la même occasion un blocage éventuel de l'about du tablier sur le garde-grève de la culée qui peut être l'indice de désordres au niveau des appuis ou d'une insuffisance de jeu entre l'about du tablier et le garde-grève.

- Extérieur du tablier

Si l'équipe ne dispose pas de moyens d'accès adaptés, cet examen peut éventuellement se faire à l'aide de jumelles, qui ne permettent cependant pas de tout voir.

Les points à examiner, qui dépendent bien entendu du type de structure, sont ceux qui figurent dans le chapitre 3 du présent texte (zone de clé, joints entre voussoirs, zones au voisinage des piles, zones d'arrêt de nombreux câbles, zones dites de « moment nul », zones d'about...).

- Intérieur du tablier s'il est visitable (cas général des ponts à poutres-caissons)

Les poutres-caissons non accessibles doivent être rendues visitables à l'occasion de travaux d'entretien spécialisé. Bien entendu, les ouvrages à construire doivent être étudiés de façon à faciliter la visite et l'entretien.

Les points à examiner sont les mêmes que pour la visite extérieure. Les joints entre voussoirs et les zones à proximité et en arrière des bossages d'ancrage doivent faire l'objet d'un examen poussé.

Les extrémités des fissures éventuelles doivent être marquées (par exemple couleurs différentes...) ce qui permet par la suite de contrôler leur évolution (fig. 73). De plus l'ouverture apparente doit être relevée au dixième de millimètre près si elle est inférieure au millimètre, à 1 mm près au-delà.

Les défauts intérieurs et extérieurs faisant l'objet de relevés séparés (marqués), il est donc nécessaire de rechercher la correspondance qui peut exister entre eux, au moyen d'une cartographie schématique des fissures et des désordres (fig. 74).

NOTA

Le plan ci-dessus est partiel et très sommaire. Dans la pratique il faut utiliser des plans à plus grande échelle qui doivent être développés par rabattement (cf. annexe n° 5), travée par travée et non voussoir par voussoir, pour avoir une vue d'ensemble des désordres.

Fig. 73 — Exemple de marquage d'une fissure.

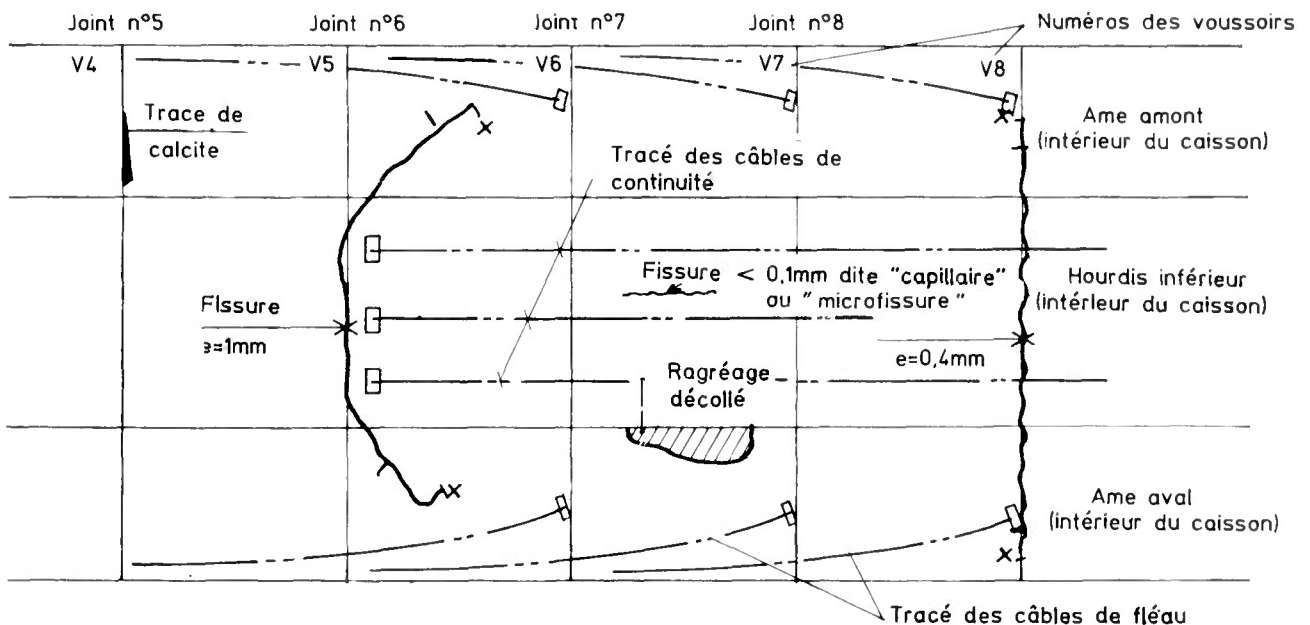
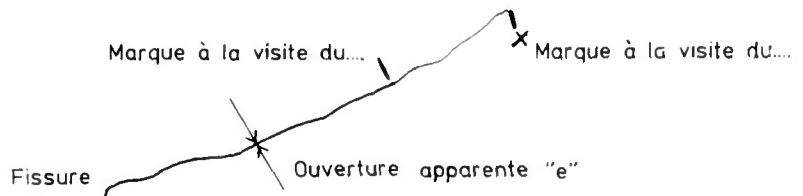


Fig. 74 — Exemple de cartographie schématique des désordres.

- Fondations (voir fascicules 10 et 11).
- Appuis et appareils d'appui (voir fascicules 12 et 13).
- Zone d'influence, accès, abords (voir fascicule 20).
- Superstructures et accessoires d'équipement du tablier (voir fascicule 21).

Cette visite se fait en même temps que l'examen de la partie supérieure du tablier visé ci-dessus.

4.3.3 — Procès-verbal de visite annuelle (cf. modèle en annexe 3)

Le procès-verbal de visite doit être signé par le responsable de celle-ci. Il doit être ensuite complété par une synthèse établie et signée par le subdivisionnaire qui donne :

- l'état de l'ouvrage à la date des constatations,
- les propositions de travaux d'entretien courant ou spécialisé,
- la date de la prochaine action de surveillance (visite complémentaire dans l'année, prochaine visite annuelle ou inspection détaillée...),
- les dispositions qui ont été prises si l'ouvrage présente des *désordres graves* ⁽¹⁾,
- les remarques particulières.

Le procès-verbal de visite complété doit recevoir le visa de l'ingénieur d'arrondissement et être retourné avec instructions au subdivisionnaire. Il doit être ensuite inclus au dossier de l'ouvrage.

4.4 — INSPECTION DÉTAILLÉE PÉRIODIQUE

4.4.1 — Généralités - Organisation et préparation de l'inspection

L'inspection détaillée périodique doit être soigneusement programmée et préparée. *Elle doit être faite par une équipe spécialisée en ouvrages d'art* (il est rappelé que le subdivisionnaire doit y prendre part et dans certains cas également l'ingénieur d'arrondissement de gestion).

Si des tassements d'appuis peuvent se produire, ils se manifestent presque toujours pendant les premières années de la vie de l'ouvrage. C'est pourquoi il y a lieu de procéder de façon systématique à un relevé topographique des appuis lors de la première inspection détaillée périodique après l'inspection détaillée initiale d'un ouvrage neuf (cf. fascicule 04).

Pour les ouvrages dont l'état de référence a été défini après plusieurs années de service, un relevé topographique n'est nécessaire que lors de la première inspection détaillée (état de référence topographique).

Pour les inspections détaillées qui suivent, il n'y a lieu de recourir au relevé topographique que si un besoin particulier de vérification s'impose.

La préparation de l'inspection porte sur les points suivants (liste non limitative) :

- Examen du dossier de l'ouvrage et des procès-verbaux des visites et inspections précédentes.
- Mise au point des plans d'inspection permettant d'effectuer le plan des désordres éventuels dans les meilleures conditions possibles, plans sur lesquels doivent être reportés les désordres existants.

⁽¹⁾ Les dispositions (inspection détaillée, inspection détaillée exceptionnelle, surveillance renforcée...) doivent être prises immédiatement ; il ne faut pas attendre la mise au net du procès-verbal de visite.

- Vérifications des conditions d'utilisation des matériels de visite d'accès aux différentes parties de l'ouvrage (en particulier contrôler si les trottoirs peuvent supporter l'engin de visite, s'il n'y a pas de problème de gabarits...).
- Préparation et mise au point du matériel nécessaire.
- Etude des dispositifs à mettre en œuvre pour assurer la sécurité (signalisation, contrôle de la circulation, échafaudages, fixation pour harnais, casques, éclairage...).

4.4.2 — Exécution de l'inspection

Il est rappelé que le programme de l'inspection détaillée doit être fixé par l'ingénieur d'arrondissement. Aussi la liste ci-dessous n'est-elle pas limitative : elle doit être complétée et détaillée en fonction du type de structure, et en s'inspirant du § 4.3 relatif à la visite annuelle et du cadre de procès-verbal d'inspection détaillée de l'annexe 4.

Pour la mise au point du *programme de la première inspection* il est souhaitable de prendre l'avis de spécialistes qui, à partir du dossier de l'ouvrage (plans de coffrage, de ferrailage, de câblage, notes de calculs... sous réserve qu'il s'agisse bien de documents de récolement) rechercheront les points faibles éventuels.

L'équipe doit obligatoirement disposer des moyens d'accès adaptés. Un examen à l'aide de jumelles n'est pas acceptable.

Dans le cas d'ouvrages comportant plusieurs tabliers parallèles (souvent de conception ou d'âge différents) l'examen doit porter sur l'ensemble des tabliers.

L'inspection détaillée doit porter sur les points suivants :

- zone d'influence — accès-abords (cf. fascicule 20),
- fondations-appuis — appareils d'appui (cf. fascicules 10, 11, 12 et 13),
- équipements des ouvrages (protection contre les eaux, revêtements, joints de chaussée et de trottoirs, garde-corps, dispositifs de retenue...) (cf. fascicule 21),
- partie supérieure du tablier (s'inspirer du § 4.3.2 relatif à la visite annuelle),
- parties extérieure et intérieure du tablier.

L'examen des parties sensibles décrites dans le texte (joints entre voussoirs, zones d'ancrage des câbles, zones de moment nul, zones de couplage...) est absolument essentiel.

Au cours de l'inspection, les fissures éventuelles sont soigneusement marquées (feutres...). Une cartographie des fissures ⁽¹⁾ et des désordres est établie sur les fonds de plans préparés à cet usage sur lesquels le câblage doit figurer (cf. fig. 74). La correspondance entre les défauts intérieurs et extérieurs doit obligatoirement être établie.

Dans le cas où l'examen révèle ou laisse supposer l'existence de désordres tels que des ouvertures de joints, le responsable de l'inspection, après en avoir informé le subdivisionnaire, fait mettre en place des appareils de mesure dont les premiers résultats devront être joints au procès-verbal de visite (il s'agit bien entendu de mesures simples).

En cas de désordres importants, le responsable de l'inspection doit prévenir immédiatement le subdivisionnaire (il ne faut pas attendre la rédaction du PV d'inspection). Celui-ci doit venir constater sur place, puis en référer à l'ingénieur d'arrondissement, qui peut faire prendre la décision de procéder à des *investigations complémentaires* (cf. fascicule 03). Celles-ci doivent être menées par une équipe comprenant au minimum un *ingénieur de bureau d'études* et un *ingénieur de laboratoire*, et bien entendu le responsable de l'inspection.

En attendant, toutes les dispositions doivent être prises pour assurer la sécurité et éviter une aggravation des désordres (cf. § 3.9 du présent fascicule sur les mesures à prendre).

⁽¹⁾ Il faut prendre le soin de faire apparaître clairement la distinction entre fissures capillaires et fissures plus ou moins ouvertes.

4.4.3 — Procès-verbal d'inspection détaillée périodique

Le procès-verbal doit comporter :

- un récapitulatif des résultats des visites et inspections effectuées précédemment,
- la description de la structure et son fonctionnement avec le rappel des principales caractéristiques dimensionnelles et les conditions d'utilisation de l'ouvrage (il ne s'agit pas de reprendre entièrement le document signalétique mais de se reporter au cadre de l'inspection détaillée de l'annexe 4 § A 4.4 et A 4.5) ;
- l'inventaire exhaustif de toutes les parties d'ouvrages examinées avec la description des désordres éventuellement constatés, leur évolution et la référence aux photographies et plans d'inspection ;
- le classement des fissures éventuelles suivant leur cause (traction, cisaillement, compression) leur aspect (décrochements des lèvres des fissures, inclinaison, ouverture) et leur fonctionnement (souffle si nécessaire) ;
- les résultats de l'exploitation du nivellement et des dispositifs de mesures en place ;
- la justification et les résultats des investigations légères exécutées dans le cadre de l'inspection détaillée (implantation des dispositifs de mesure, fréquence des relevés, résultats partiels, etc.) ;
- *la rédaction d'une note de synthèse signée par le responsable de l'équipe d'inspection détaillée avec :*
 - l'état de service de l'ouvrage à la date de l'inspection détaillée,
 - les actions complémentaires de surveillance ou d'investigations éventuellement nécessaires à la définition de l'état de service de l'ouvrage (calculs, analyses chimiques, mesures à long terme, essais de chargement...),
 - les travaux d'entretien courants et spécialisés à envisager avec leur degré d'urgence,
 - *la rédaction d'une note de conclusions signée par le subdivisionnaire (cf. première partie de l'instruction).*

Le procès-verbal d'inspection détaillée doit être ensuite visé par l'ingénieur d'arrondissement, puis renvoyé avec ses instructions au subdivisionnaire pour être classé dans le dossier d'ouvrage (cf. première partie de l'instruction).

4.5 — INSPECTION DÉTAILLÉE EXCEPTIONNELLE

L'observation de faits anormaux au cours de la surveillance continue ou d'une visite annuelle nécessite une inspection exceptionnelle, dont les modalités sont analogues à celles des inspections périodiques mais qui peut ne porter que sur une partie de l'ouvrage.

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

RAPPEL : Les visites annuelles, et les inspections détaillées périodiques ou exceptionnelles doivent aboutir à des conclusions et à des décisions. Dans le cas contraire, il faut faire appel à des spécialistes (missions conjointes...) en vue d'une expertise de la structure (cf. § 3.2 de la première partie de l'instruction technique relatif à l'exploitation des actions de surveillance).

CHAPITRE 5

Entretien

5.1 — ENTRETIEN COURANT

Pour les ouvrages en béton précontraint, l'entretien courant est une action qui est liée étroitement à la surveillance continue. Cette dernière, qui nécessite peu de moyens en matériel et en personnel, évite d'avoir recours, à terme, à des opérations ponctuelles d'entretien spécialisé ou de réparation souvent lourdes et onéreuses.

Avant toute opération d'entretien, même mineure, sur l'ouvrage le subdivisionnaire doit s'assurer que cette intervention n'est pas de nature à modifier profondément le fonctionnement de la structure ou à engendrer des désordres plus graves que ceux éliminés.

L'entretien courant doit porter sur les points suivants :

- maintien en bon état de fonctionnement des dispositifs d'écoulement des eaux (caniveaux, gargouilles, corniches-caniveaux, regards de visite...);
- enlèvement de la végétation sur les parties accessibles de l'ouvrage⁽¹⁾ ;
- maintien en état des dispositifs d'entretien et de visite (portes, trappes, échelles...);
- maintien d'un accès à la partie inférieure de l'ouvrage à partir de la chaussée ;
- nettoyage des sommiers d'appui⁽¹⁾, de l'intérieur du tablier (cas des poutres-caissons), des dispositifs de mine éventuels ;
- maintien en bon état des perrés ;
- entretien et remplacement de la signalisation routière de protection de l'ouvrage ;
- nettoyage et entretien des équipements de l'ouvrage (joints de chaussée, joints de trottoirs, éclairage, dalles de trottoirs) ;
- entretien des ouvrages des occupants du domaine public (à faire faire par ceux-ci) en particulier les suspentes des canalisations lorsque celles-ci sont ancrées ou traversent des parties de la structure, les fourreaux... ;
- protection des armatures de béton armé dénudées, réfection de cachetages d'ancrages de précontrainte décollés...⁽¹⁾ lorsqu'il s'agit de désordres localisés ;
- mise en place locale de protection des parements contre les venues d'eau ou l'humidité⁽¹⁾ lorsqu'il s'agit de désordres localisés.

5.2 — ENTRETIEN SPÉCIALISÉ

Toute opération d'entretien spécialisé doit conduire à des résultats positifs et durables. En conséquence celle-ci doit être précédée d'une étude avec production d'un dossier, destinée à :

- connaître l'origine de tous les désordres,
- définir la nature des travaux à entreprendre,
- mettre au point la méthode d'exécution,

⁽¹⁾ Lorsque certaines parties d'ouvrage ne sont pas facilement accessibles, il faut profiter soit des visites, soit des travaux d'entretien spécialisé... pour effectuer les opérations d'entretien courant ou bien ces opérations doivent être considérées comme faisant partie de l'entretien spécialisé.

- maîtriser le déroulement du chantier,
- évaluer les résultats à en attendre.

NOTA : Il est conseillé de s'inspirer de la méthodologie de la réparation développée au § 6.1.

Avec les précautions indiquées ci-dessus, certains travaux d'entretien spécialisé peuvent être réalisés en régie, par des agents de l'administration.

Relèvent de l'entretien spécialisé les opérations visées au § 5.1 qui demandent des moyens d'accès particuliers, et en outre les opérations suivantes :

- réparation des dispositifs d'écoulement des eaux ;
- mise en peinture de garde-corps et de tous les éléments métalliques apparents ;
- réparation des bordures de trottoirs, des dalles sous trottoirs, des désordres locaux sur corniches... ;
- réparation des joints de chaussée et de trottoir ;
- remise en état ou changement des appareils d'appui ;
- réparation de la chape d'étanchéité (chaussée et trottoirs) ;
- réparation de la couche de roulement et du revêtement des trottoirs ;
- protection des armatures de béton armé ou des conduits de précontrainte apparents ;
- réparation de cachetages d'ancrages de précontrainte, réparation et mise en œuvre de ragréages ;
- protection des parements contre l'humidité, les ruissellements... ;
- suppression des venues d'eau ;
- réparation ou création de dispositifs d'entretien et de visite...

CHAPITRE 6

Réparations

AVERTISSEMENT

Les principes de réparation des ouvrages en béton précontraint peuvent paraître relativement simples. Cependant, l'expérience a montré qu'il est très difficile de réussir parfaitement une réparation.

Pour mettre toutes les chances de son côté, il faut suivre une méthodologie rigoureuse telle que définie ci-après. Bien que celle-ci ait été mise au point pour les réparations majeures, il faut s'en inspirer pour les autres.

6.1 — MÉTHODOLOGIE DES RÉPARATIONS MAJEURES

6.1.1 — Étude préalable

Il faut mener une étude poussée (durée souvent comprise entre six et douze mois) prescrite par la première partie de l'instruction et le fascicule 03. Cette étude a pour but :

De déterminer l'origine des désordres et de préciser l'état dans lequel se trouve l'ouvrage et notamment ses insuffisances. Elle comporte les opérations suivantes :

- examen complet de la stabilité et de la résistance de l'ouvrage⁽¹⁾ ;
- recalcul de la structure en prenant les hypothèses qui tiennent compte de la façon dont l'ouvrage a été réellement réalisé, des progrès accomplis sur la connaissance des propriétés des matériaux...

Cette étude peut nécessiter des investigations poussées telles que :

- mesure des déformations de la structure (extensomètres, inclinomètres, nivellement...) au cours d'essais de chargement, avec comparaison des déformations mesurées à celles calculées ;
- mesure de la surtension des câbles ;
- gammagraphie ;
- pesée des réactions d'appui, etc. ;
- auscultation ultra-sonique ;
- sondage et essais du sol sous les semelles de fondation...

De choisir le renforcement le mieux adapté et le processus de réparation :

- recherche des solutions possibles (précontrainte additionnelle, injection des fissures, étriers actifs, tôles collées⁽²⁾, dénivellation d'appuis... ;
- étude de faisabilité (difficultés, produits, matériel, méthode d'exécution, contrôles à effectuer...)

(1) Cet examen a pour but de rechercher l'origine des désordres, mais aussi de voir s'il n'y a pas un « vice caché » sans rapport direct avec les désordres constatés qui pourrait se manifester ultérieurement. (Par exemple, il est indispensable d'examiner l'état des fondations d'un ouvrage avant de lancer la réparation du tablier).

(2) Cette technique étant brevetée, l'autorisation d'utilisation doit être demandée à l'UTI, 9, rue Lapérouse, 75784 Paris Cedex 16, conformément à l'article 6 du CCAG.

- étude économique mettant en balance le coût des différentes solutions de réparation. Il faut, dans le cas des grosses réparations, comparer le coût de la réparation y compris les frais annexes (ouvrages provisoires, détournement de trafic...) au coût d'un ouvrage neuf auquel s'ajoute le coût de la démolition ;
- études des contraintes extérieures (maintien de la circulation, conditions climatiques prévisibles...).

De mettre au point le projet complet de la réparation :

- hypothèses de calcul nécessaires à la vérification de la stabilité et de la résistance de la structure (avant, pendant et après réparation),
- plans nécessaires à la compréhension du dossier ;
- produits et matériaux de réparation (origine, contrôles de réception...)
- mode d'exécution des travaux (matériel, personnel, contrôles, consignes d'exécution...);
- contrôles et essais à effectuer pour s'assurer de la qualité de la réparation ;
- épreuves de réception de l'ouvrage réparé ;
- pièces écrites du dossier (délais, garanties sur les travaux, règlement financier...);
- projet des opérations de surveillance après réparation (visites, inspections, contrôles...).

REMARQUES : Lorsque l'ouvrage se trouve en période de garantie, il est techniquement souhaitable que le maître d'œuvre et l'entrepreneur soient associés dans la recherche des causes des désordres (diagnostic) et dans la mise au point du processus de renforcement (thérapeutique).

Dès qu'un accord a été trouvé la troisième partie de l'étude doit être lancée (le contenu de celle-ci peut être allégé d'une partie des pièces nécessaires au lancement d'une consultation classique ; il y a cependant lieu de mettre au point un marché).

Compte tenu des difficultés présentées par ce type d'étude, il est nécessaire que le maître d'œuvre s'entoure de conseillers techniques expérimentés.

6.1.2 — Lancement de la consultation - Passation du marché (dans le cas d'un ouvrage hors garantie)

La procédure de l'appel d'offres restreint qui permet d'éliminer les concurrents non spécialisés est vivement conseillée.

Le maître d'œuvre doit *vérifier les références des concurrents* auprès des autres maîtres-d'œuvre. Il doit aller voir les ouvrages réparés, consulter les dossiers de réparations correspondants et surtout se faire expliquer les difficultés rencontrées à l'exécution (au niveau des études, des vérifications, des essais des produits, des travaux, du matériel, de la qualification du personnel, de la maîtrise d'œuvre, des délais...).

Il faut informer avec le maximum d'efficacité l'ensemble des concurrents sur les difficultés présentées par la réparation. Un moyen efficace consiste à inviter chaque concurrent à une visite de l'ouvrage et à une séance d'explication.

Il y a lieu, également, de bien vérifier la garantie (objet, durée...) apportée aux réparations par les différents concurrents.

6.1.3 — Exécution des travaux

L'expérience a montré que pour réussir une réparation, il fallait respecter un certain nombre de principes :

- recycler le personnel chargé de la surveillance des travaux sur les problèmes spécifi-

ques posés par la réparation (une aide efficace peut être obtenue auprès des laboratoires, de la CDOA, de la DOA du CETE, du concepteur du projet de réparation, etc.) :

- préparation et mise en œuvre des résines (ragréage, injection) ;
- respect des prescriptions du CCTP (ordre des opérations, températures à respecter...) ;
- coordination des travaux et des contrôles du laboratoire... ;

— prévoir le temps nécessaire aux essais d'agrément éventuel des produits de réparation⁽¹⁾, (résines d'injection ou colles : environ deux à trois mois) ; il faut donc une période de préparation des travaux ;

— vérifier que tous les sous-traitants sont bien au courant de la façon dont ils doivent effectuer les travaux et des contrôles auxquels ils seront soumis ;

— faire faire des essais de convenance pour toutes les opérations délicates telle que renforcement d'un tablier présentant une insuffisance de résistance à la flexion (injection, mise en précontrainte, soulèvement d'appui...) d'autant que ces opérations doivent être le plus souvent coordonnées avec des contrôles de laboratoire et que de plus, il est souvent nécessaire de mettre en place des charges sur l'ouvrage suivant un programme précis, de tenir compte des conditions thermiques qui influent sur la structure (gradients) et l'utilisation des produits de réparation...

6.1.4 — Surveillance de l'ouvrage réparé

Les visites réglementaires, tout au moins pendant une certaine période, ne sont pas suffisantes. Il y a donc lieu d'établir un programme particulier d'inspections et de vérifications :

- périodicité,
- points à vérifier,
- organisme responsable,
- documents à fournir,
- responsable de la synthèse...

6.2 — MÉTHODES DE RÉPARATION USUELLES

Le présent paragraphe est limité à l'indication de principes généraux relatifs aux procédés de réparation les plus couramment utilisés. Des développements techniques sur chacun de ces procédés sont donnés en annexe 6.

REMARQUE LIMINAIRE

Il convient de souligner que le problème de la réparation des ouvrages en béton précontraint se pose rarement en termes simples. L'analyse des désordres et la recherche des causes sont souvent difficiles. Certains phénomènes sont encore mal connus, qualitativement et, plus encore, quantitativement. La rigueur d'un diagnostic dépend du niveau des connaissances du moment où il est effectué, et, par voie de conséquence, l'efficacité des remèdes apportés en dépend aussi.

Un recul d'une dizaine d'années au moins est nécessaire pour qu'un jugement définitif puisse être porté sur les solutions de réparation effectivement utilisées.

C'est pourquoi les méthodes indiquées ci-après ne doivent pas être considérées comme figées et applicables automatiquement à des schémas de désordres caractéristiques, et ne peuvent pas être directement transposées sans réflexion.

⁽¹⁾ L'attention des maîtres d'œuvre doit être attirée sur le fait qu'il n'existe ni produit miracle ni applicateur miracle, mais qu'il existe une procédure d'évaluation de la qualité des produits de réparation (cf. les listes de produits dans le Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées).

6.2.1 — Méthodes de réparation d'un ouvrage présentant une insuffisance de résistance à la flexion

6.2.1.1 — Rappel des désordres caractéristiques (cf. § 3.3)

La manifestation de cette insuffisance est une fissuration transversale des tabliers, affectant la partie inférieure des poutres et remontant plus ou moins haut dans les âmes. Cette fissuration se localise préférentiellement dans les joints de construction (joints de voussoirs notamment), et elle affecte ordinairement une zone située dans la partie centrale des travées (zone comprise entre les foyers).

6.2.1.2 — Principe du renforcement

L'objectif de la réparation est de rétablir l'intégrité du tablier en recomprimant le béton là où il s'est décomprimé, puis fissuré c'est-à-dire en partie inférieure des poutres.

Cette recompression doit être telle que toute nouvelle ouverture de la fissure soit évitée sous les combinaisons d'actions défavorables.

Deux moyens peuvent être envisagés a priori : la dénivellation d'appuis, qui ne constitue qu'une solution d'attente, et la précontrainte additionnelle.

6.2.1.3 — Dénivellation d'appuis

Cette méthode paraît séduisante, par suite d'une certaine facilité de mise en œuvre et donc de son coût peu élevé. Malheureusement, son efficacité à long terme est mauvaise. En effet, le bénéfice de cette action, qui est un déplacement imposé, diminue dans le temps, par suite de la redistribution interne des efforts, qui résulte du comportement différé du béton. A titre indicatif, à la suite d'une opération de ce type effectuée sur un ouvrage âgé d'environ quinze ans, il a été constaté qu'au bout de seize mois, les moments fléchissants induits en travée centrale avaient diminué de 20 % environ, et qu'il ne devait en rester que moins de la moitié au bout de trois ans.

Ce procédé est donc peu adapté à une réparation définitive. En revanche, il peut constituer une solution temporaire efficace, qui permet d'attendre la mise en œuvre d'une réparation plus radicale. Une dénivellation d'appuis peut également être utile pour mobiliser une compression dans des fissures de flexion après injection, et avant la mise en tension de câbles de précontrainte additionnelle. Elle peut encore permettre de corriger un profil en long défectueux.

6.2.1.4 — Précontrainte additionnelle (fig. 75)

Elle est obtenue par la mise en tension de câbles longitudinaux disposés à l'intérieur des caissons ou de part et d'autre des nervures. Seuls les principes du dimensionnement sont indiqués ci-après, et la méthode fait l'objet d'une description détaillée en annexe 7. Cette opération doit, autant que faire se peut, être précédée de l'injection des fissures de flexion qui assure une certaine continuité de la matière, afin que les compressions appliquées à la partie inférieure de la poutre puissent se transmettre sans engendrer le phénomène décrit au § 3.8.4.

La précontrainte à ajouter doit être telle :

- que le déficit de résistance du tablier à la flexion soit comblé ;
- qu'il n'en résulte pas d'effets antagonistes inacceptables (excès de compression en fibre supérieure, notamment).

Pour déterminer cette précontrainte, le projeteur dispose :

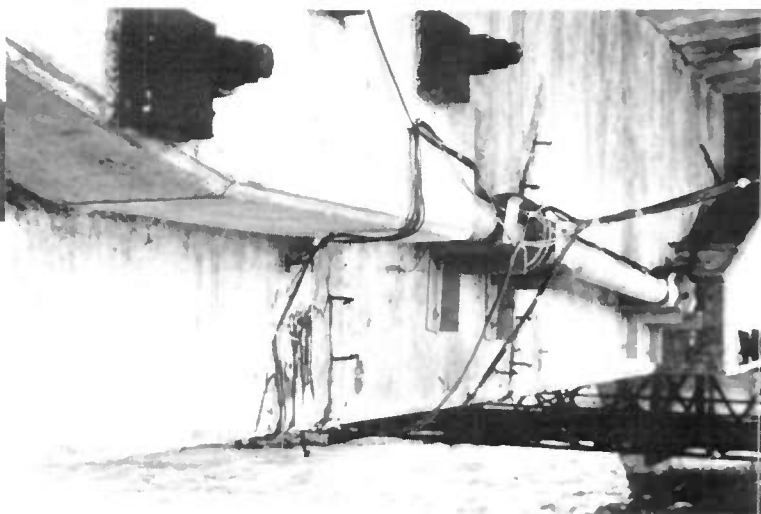
- des résultats de l'auscultation (pesée des réactions d'appui, extensométrie...) qui permettent d'approcher l'état des sollicitations dans la structure, et, dans certains cas, d'en déduire l'état de contrainte ;
- des résultats des calculs refaits à l'aide de données réalistes, tenant compte des progrès effectués depuis la conception de l'ouvrage sur la connaissance des propriétés des matériaux et de leur comportement (pertes par frottement, relaxation des aciers, poids réel des charges permanentes, estimation aussi fine que possible de la redistribution, etc.).

Fig. 75 — Trois exemples de réparation par précontrainte additionnelle.

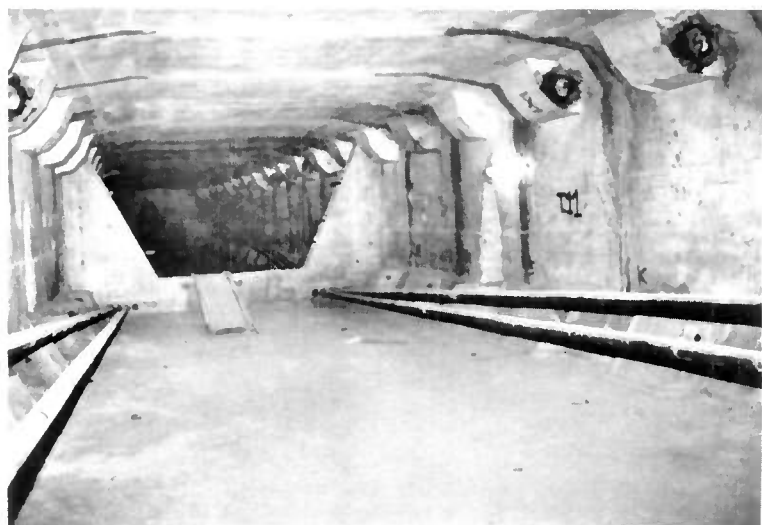
a — Câbles ancrés dans des bossages métalliques.



b — Câbles ancrés dans des bossages rapportés en béton armé et déviés par des déviateurs en béton armé.



c — Câbles déviés par les entretoises existantes.



Ces deux séries de résultats ne sont pas nécessairement concordantes ; il est alors nécessaire de procéder à des calculs en fourchette pour tenir compte au mieux des divers cas possibles compte tenu des données.

Le choix du dimensionnement résulte donc d'un compromis qui doit évidemment tenir compte des dispositions technologiques possibles ; la marge de manœuvre est souvent très étroite.

Une grande compétence et une bonne expérience sont nécessaires pour mener à bien de telles études.

6.2.2 — Méthodes de réparation d'un ouvrage présentant une insuffisance de résistance à l'effort tranchant

6.2.2.1 — Rappel des désordres caractéristiques (cf. § 3.4, 3.5 et 3.6)

Cette insuffisance se manifeste par des fissures inclinées situées dans les âmes. Leur présence résulte le plus souvent du cumul des effets de la diffusion de la précontrainte et de l'effort tranchant. Il y a toujours lieu d'être extrêmement circonspect devant ce type de fissuration, même lorsque l'ouverture des fissures reste faible.

6.2.2.2 — Principe du renforcement (fig. 76)

Le principe du renforcement consiste, après injection des fissures dans la mesure du possible, à recomprimer verticalement l'âme endommagée :

- soit par des étriers actifs ;
- soit, si l'ouvrage doit également être renforcé à la flexion à l'aide d'une précontrainte additionnelle, par l'inclinaison des câbles longitudinaux ;
- soit par le cumul des effets de ces deux dispositions.

Ces procédés sont décrits plus en détail dans l'annexe 6.

6.2.2.3 — Dimensionnement

Les fissures inclinées font, avec la fibre moyenne, un angle aigu supérieur à celui qui résulte de calcul sous le seul effet de l'effort tranchant. Le nombre d'étriers traversant ces fissures est donc, en général, très insuffisant pour reprendre les efforts appliqués à la section. De plus, l'ouverture des fissures est souvent importante ; c'est pourquoi il faut en général dimensionner le renforcement en négligeant ces étriers plus ou moins plastifiés.

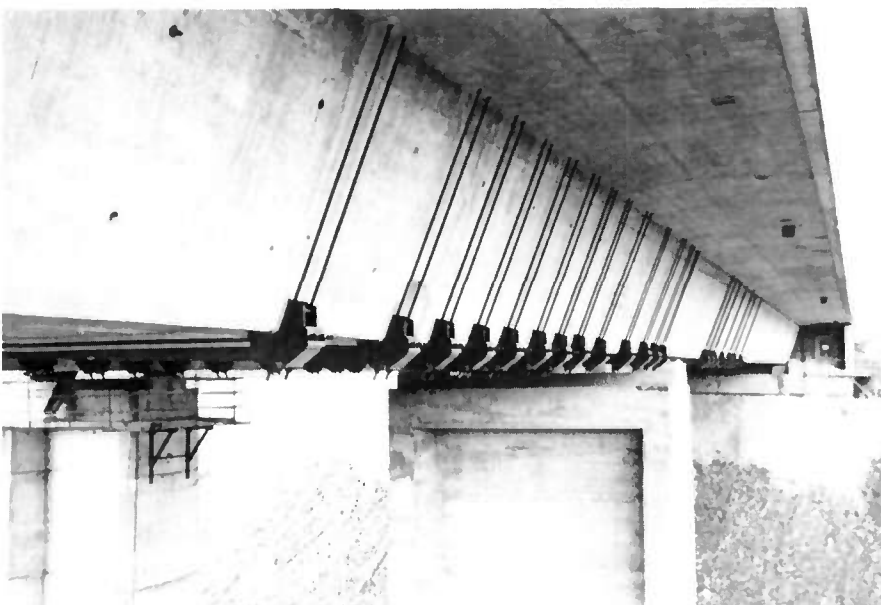


Fig. 76 — Exemple de renforcements à l'effort tranchant par étriers actifs.

6.2.3 — Méthodes de réparation d'un ouvrage présentant des désordres localisés dans les hourdis et plus particulièrement dans le hourdis inférieur

6.2.3.1 — Rappel des types de fissuration caractéristiques (cf. § 3.6 et 3.7)

Outre les fissures dues à l'insuffisance de résistance à la flexion générale, les hourdis inférieurs de caissons peuvent présenter :

- des fissures dues à la poussée au vide, qui se développent longitudinalement, en face supérieure à la jonction entre âme et hourdis, en face inférieure dans la partie centrale ;
- des fissures de diffusion, disposées en arêtes de poisson de part et d'autre des bossages ;
- des fissures d'entraînement, localisées en arrière des bossages ; des fissures de ce type ne doivent pas être confondues avec des fissures de flexion, tant que leur développement n'atteint pas la base des âmes. Des fissures d'entraînement sont très généralement accompagnées de fissures de diffusion.

6.2.3.2 — Réparation des désordres dus à la poussée au vide (fig. 77)

Si la fissuration est peu prononcée et si une précontrainte longitudinale de renfort est prévue, elle peut suffire, par recompression du hourdis inférieur, à éliminer les effets de la poussée au vide.

Dans le cas où les désordres sont plus développés (notamment dans le cas où les aciers passifs pourraient être plastifiés), ou s'il n'est pas prévu de précontrainte longitudinale additionnelle, un renforcement du hourdis inférieur est nécessaire.



Fig. 77 — Exemple de réparation des désordres dus à la poussée au vide par suspension du hourdis inférieur.

Diverses solutions peuvent être utilisées :

- soutien du hourdis par un système de suspension accroché à la partie supérieure des âmes ;
- construction d'un nouveau hourdis associé au précédent par collage et connecteurs.

6.2.3.3 — Réparation des désordres localisés dus à la diffusion et à l'entraînement

Ces désordres ne peuvent être réparés au sens propre. Il convient en revanche de bloquer leur progression éventuelle, ce qui peut se faire :

- par précontrainte transversale (pour la diffusion) ;
- par collage de tôles.

6.2.4 — Méthodes de réparation d'un ouvrage présentant plusieurs types de désordres à la fois

Il est très rare que l'un des cas évoqués ci-dessus se présente seul. Dans la réalité, il y a le plus souvent combinaison des causes et combinaison des effets, de telle sorte qu'il est souvent difficile, voire impossible de distinguer formellement les désordres de natures différentes. La réparation doit être définie globalement, et il serait absurde de vouloir appliquer séparément chaque type de réparation à chaque type de désordre.

A titre d'exemple, il a été mentionné plus haut qu'une précontrainte additionnelle longitudinale peut également être utilisée pour un renforcement à l'effort tranchant.

Enfin, il convient de remarquer que l'existence d'un type de désordres peut modifier, parfois de façon très défavorable, le fonctionnement d'une réparation destinée à remédier à un autre type de désordres. A titre d'exemple, la présence en certains endroits d'une fissuration d'entraînement et de diffusion peut rendre illusoire l'action sur le hourdis inférieur d'une précontrainte longitudinale prévue en renforcement à la flexion.

L'étude de la réparation doit prendre en compte tous les effets parasites de ce type.

Page laissée blanche intentionnellement

Annexes

Page laissée blanche intentionnellement

ANNEXE 1

DOCUMENTATION

Liste bibliographique arrêtée au mois de juillet 1983

• Documents généraux sur les ponts et le béton précontraint

- GRATTESAT M. La conception des ponts, Eyrolles, 1978, Paris.
- GUYON M. Le béton, étude théorique et expérimentale, 2 tomes, Eyrolles, 1958, Paris.
- GUYON M. Les constructions en béton précontraint, classes, états-limites, Eyrolles, 1968, Paris.
- LACROIX M. et FUENTES M. Le projet de béton précontraint, Eyrolles, 1978, Paris.
- FAUCHART M. Le béton précontraint, cours du CHEC ⁽¹⁾.

• Documents spécifiques sur les méthodes d'exécution et de calcul

- MATHIVAT M. Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint, Eyrolles, 1979, Paris.
- Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, BT n° 7 de la DOA du SETRA (éd. 1972 et compléments 1979).
- Une nouvelle méthode de construction des ouvrages de franchissement en BP « Le poussage », Ann. ITBTP, série béton précontraint, 72, 1970.
- Procédé de construction par cycles de bétonnage en coffrages fixes et cycles de poussage, Ann. ITBTP, série travaux publics, 153, janv. 1973.
- Les viaducs de l'autoroute de Roquebrune à Menton et à la frontière italienne, utilisation d'un cintre autolanceur, Ann. ITBTP, série travaux publics, 133, mai 1970, et 135, juil.-août 1970.
- Construction du viaduc d'Incarville. Utilisation d'un cintre autolanceur, Ann. ITBTP, série travaux publics, 144, supplément au 279, mars 1971.
- Les viaducs d'accès de Martigues. Utilisation d'un cintre autolanceur, Ann. ITBTP, série travaux publics, 160, oct. 1973.
- Bull. Association française et Association Inter. des Ponts et Charpentes.
- Circulaire DRCR du 2 avril 1975 concernant la conception et le calcul de certains ponts en béton précontraint.
- Evolution des méthodes de construction des ponts en béton précontraint. Journées CEIFICI, 1980.

• Documents du cycle sur la conception et l'exécution des ouvrages d'art de la formation continue de l'ENPC

- Analyse de quelques problèmes spécifiques de calcul des ponts construits par encorbellements successifs. Ann. ITBTP, févr. 1981, série théories et méthodes de calcul, 240, févr. 1981.
- La technique française du béton précontraint. Doc. AFB pour le congrès de la FIP (1982).
- Règles BPEL (1983).
- Journée d'étude AFPC-ITBTP, 25 nov. 1982. Innovation dans le domaine des ouvrages d'art en BP, Ann. ITBTP, série béton, 219, déc. 1983.

• Documents spécifiques sur la surveillance, l'entretien et les réparations

- L'auscultation des ponts, Ann. ITBTP, 327, avril 1975.
- Défauts apparents des ouvrages d'art en béton, Doc. LCPC-SETRA, 1975.
- Nomenclature des parties d'ouvrages d'art en béton armé et précontraint et en maçonnerie, Doc. LCPC-SETRA, 1976.
- Contribution II 311 au colloque de Liège (AIPC - FIP - CEB - RILEM-IASS). Exemples de fissurations dans les ponts en béton précontraint et leurs interprétations (document disponible au SETRA), 1975.

⁽¹⁾ CHEC : Centre des hautes études de la construction.

- Surveillance des ouvrages d'art - OCDE - 1976
- Guide pour le choix et l'application des produits de réparation des ouvrages en béton, Doc. LCPC-SETRA, 1977.
- Journées AFPC 1978 - Thème III - Ponts - Conception et durabilité.
- Causes et remèdes aux fissurations des ponts en béton par le professeur LEONHART (traduction de la DOA du SETRA mars 1979).
- Documents du cycle sur la gestion des ouvrages d'art de la formation continue de l'ENPC.
- Incidents sur ouvrages, Bull. info. 1 et 2 de la DRCR, 1977 et 1978.
- Les ouvrages d'art, Bull. liaison Labo P. et Ch., déc. 1978, Paris.
- Evaluation de la capacité portante des ouvrages d'art, OCDE, 1979.
- Comportement en service des ponts, Colloq. AIPC, Zürich, 1979.
- Comportement en service, entretien et réparation. Bull. info CEB, **138**, 1980.
- Leçons du comportement des ouvrages, Congr. AIPC, Vienne, 1980.
- Entretien des ouvrages d'art, OCDE, 1981.
- Le renforcement et la réparation des structures (cf. ann. ITBTP, 1983), Journées d'étude des 15 et 16 déc. 1981.
- La gestion des ouvrages d'art, Colloq. inter. à Bruxelles et Paris 1981 (éditions anciens de l'ENPC, 3 volumes).
- Désordres dans les ponts et autres ouvrages d'art, Doc. ministère Transports, RFA, 1982.
- La technique française du béton précontraint, Doc. AFB pour le cong. de la FIP (1982).
- Influence de la température dans les ouvrages d'art lors de la pose de revêtements hydrocarbonés chauds (ingénieurs et architectes suisses, **11**, 27 mai 1982) et **23** du 11 novembre 1982.
- Circulaire DRCR du 20 juillet 1983, les convois exceptionnels.
- Remise en état et renforcement des ouvrages d'art, OCDE, 1983.
- Comportement en service, entretien et réparation, Bull. info. CEB, **163**, 1983.

ANNEXE 2

MODÈLE DE DOCUMENT SIGNALÉTIQUE

Indication du Service

**PONTS À POUTRES-CAISSONS, OU À NERVURES, ET
OUVRAGES ANALOGUES EN BÉTON PRÉCONTRAIT.....**

DOCUMENT SIGNALÉTIQUE

- Date de mise à jour :
- Nombre de pages :

1 — IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE

Numéro d'identification :		
Département	Voie(s) concernée(s)	P.R. origine
Nature et nom de l'ouvrage		Commune(s)

- Maître d'ouvrage : (avec référence aux actes administratifs)
- Service gestionnaire : (arrondissement et subdivision)
- Permissionnaires et occupants de voirie : (avec références aux permissions de voirie et autres actes administratifs)
- Voie(s) franchie(s) : nature, statut juridique et dénomination, service gestionnaire, point repère de l'ouvrage sur cette voie :
- Schéma de situation.
- Perspective schématique du site (cf. annexe 5 du présent fascicule) avec les indications suivantes :
 - points cardinaux,
 - directions, numérotation et P.R. sur les voies,
 - sens du courant sur une rivière...,
 - numérotation des appuis (piles et culées),
 - repérage des poutres-caissons, des nervures, des voussoirs, des joints...
- Photographie(s) de l'ouvrage : (en élévation)

2 — CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES

— Type de structure (description sommaire) :

{ Tablier
Piles
Culées
Fondations

— Nature(s) des matériaux de la structure :

— Longueur de l'ouvrage :

— Nombre de travées :

— Portées des travées (dans le sens des PR croissants) :

— Nombre d'appuis (en site aquatique, en site terrestre) :

— Position des joints de dilatation :

— Biais de l'ouvrage :

— Rayon de courbure en plan de la voie portée :

— Largeur totale de l'ouvrage entre dispositifs de sécurité (garde-corps, barrières...)

— Largeur roulable :

— Nombre de voies de circulation :

— Trottoirs (largeur) :

— Limitations de gabarit (en largeur ou en tirant d'air) signalées aux usagers :

• voie(s) franchie(s)

• voie portée

{ date de décision :

— Limitation de charge sur la voie portée : date de décision :

— Limitation de vitesse sur la voie portée : date de décision :

Schémas cotés et orientés

— Coupe longitudinale (avec appuis et fondations) :

— Vue en plan :

— Coupes transversales types (à la clé et sur appuis) :

— Schéma de câblage :

— Photographies ou schémas particuliers (avec légende) :

• articulation à la clé,

• appui type cantilever,

• entretoise sur pile...

— En cas d'interruption de la circulation :

• sur la voie portée : déviation possible de cette voie par :

• sur voie(s) franchie(s) : déviation(s) possible(s) de(s) voie(s) par :

• existence dans le dossier d'ouvrage d'un plan de détournement de circulation : (accord CES)

— Existence ou non d'une zone d'influence sur l'ouvrage :

• caractéristiques du site (agressivité de l'eau, du courant, de l'air, de la température, de la circulation),

• risque de chocs de corps flottants en cas de crue,

• risque de chocs de bateaux, de camions sur le tablier ou les appuis.

3 — CONCEPTION ET CONSTRUCTION

— Date de construction :

— Service constructeur :

— Entreprise(s) ayant participé à la construction :

— Hypothèses de calculs (réglement(s) particularité(s)) : ⁽¹⁾

⁽¹⁾ En particulier doivent être précisés : si l'ouvrage a été calculé en tenant compte des effets du fluage et de ceux des gradients thermiques évoqués dans la circulaire du 2 avril 1975, ainsi que des convois exceptionnels (catégorie et classe) ; si un dossier de vérification a été établi par le bureau de contrôle.

- Nature(s) et origine(s) des matériaux mis en œuvre (constituants du béton, des aciers, des colles, du coulis...), Résultats des essais et contrôles (masse volumique et résistance des bétons, allongements des armatures, rentrées des organes d'ancrage, coefficients de transmission, pesées des réactions d'appui...
- Calendrier d'exécution (dates de bétonnage, de pose des voussoirs préfabriqués, de mise en tension des armatures avec l'ordre de déplacement des équipages mobiles, de clavage et d'injection).
- Mode de construction : (description et schéma orienté pour le tablier et les appuis).
- Incidents de construction :
- Etanchéité (type, emplacement, épaisseur, masse volumique) :
- Revêtement de chaussée (type, épaisseur, masse volumique) :
- Système d'évacuation des eaux (description et schémas) :
- Appareils d'appui (type, emplacement, dispositifs de vérinage) :
- Joints de chaussée et de trottoirs (types) :
- Fondations (nature, avec coupe schématique si possible) :
- Appuis : piles et culées (description et croquis) :
- Dispositif(s) de retenue : (description avec croquis orienté) :
- Garde-corps :
- Equipements divers :
- Réseaux divers portés (natures, dimensions et poids, types d'attaches) :
- Réseaux divers franchis (natures, dimensions) :
- Dispositifs de surveillance (natures, emplacements)
- Dispositifs de destruction de l'ouvrage : (natures, emplacements)
- Dossier de visite et d'entretien : (doit être joint au présent document)
 - matériel nécessaire pour effectuer les visites ou les inspections,
 - précautions à prendre,
 - emplacements des accès, de l'éclairage,
 - personne dépositaire des clés.

4 — ÉTAT DE RÉFÉRENCE - VIE DE L'OUVRAGE

Pour chacune de ces rubriques, énumération, description succincte et références au dossier d'ouvrage :

- Etat de référence et particularités signalées dans le document de synthèse des pièces du dossier :
- Etudes, essais, reconnaissances, auscultations (date, résultats) :
- Rechargement de chaussée (date, méthode suivie, épaisseur mise en place) :
- Entretien spécialisé (date, nature, localisation) :
- Constatation(s) de désordres (date, nature, localisation, évolution).
- Travaux de réparation (date, nature, localisation, désordres nouveaux éventuels...).
- Projets d'amélioration (élargissement) ;
- Points particuliers : (fréquence des visites des appuis immergés, des relevés topométriques...):

ANNEXE 3

MODÈLE DE PROCÈS-VERBAL DE VISITE ANNUELLE

Identification du service

Numéro d'identification de l'ouvrage :
Date du procès-verbal :
Feuillet n° :

PROCÈS-VERBAL DE VISITE ANNUELLE N°

Le présent procès-verbal comprend... feuillets. Chaque feuillet doit comporter le numéro d'identification et la date du procès-verbal.

1 — IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE

Numéro d'identification :		
Département	Voie(s) concernée(s)	P.R. origine
Nature et nom de l'ouvrage		Commune(s)

2 — VIE DE L'OUVRAGE

2.1 — Documents de référence

- Date de construction de l'ouvrage :
- Date de la dernière visite annuelle :
- Date de la dernière inspection détaillée :
- Date(s) des dernières vérifications réglementaires concernant les ouvrages des occupants du domaine public :
- Date de la dernière visite des fondations en site aquatique (le cas échéant) :
- Date des dernières vérifications des installations mécaniques, électriques ou électromécaniques existant sur l'ouvrage (le cas échéant) :
- Date et nature de la dernière intervention sur la zone d'influence de l'ouvrage :
- Date de la dernière mise à jour du document signalétique :

2.2 — Constatations et faits intervenus depuis la dernière action de surveillance :

- Description(s), date(s), référence(s) au dossier d'ouvrage.

2.3 — Interventions d'entretien ou de réparation effectuées depuis la dernière action de surveillance :

— Description(s), date(s), référence(s) au dossier d'ouvrage.

2.4 — Campagne(s) de mesures et essais divers effectués depuis la dernière action de surveillance :

— Description(s), date(s), référence(s) au dossier d'ouvrage.

3 — CONDITIONS DE LA VISITE

3.1 — Date de la visite :

3.2 — Visite conduite par :

(préciser le nom et la fonction de l'agent).

3.3 — Autres participants :

(préciser les noms et fonctions des agents).

3.4 — Moyens mis en œuvre :

(accès, signalisation temporaire...)

3.5 — Conditions atmosphériques :

(température, précipitations au cours du mois précédent la visite si possible...)

3.6 — Conditions particulières de la visite :

(difficultés, incidents...)

4 — CONSTATATIONS

Chaque constatation doit être localisée, décrite et faire l'objet, si possible, de renseignements chiffrés (largeur, longueur, surface, ouverture) sans chercher à interpréter les désordres relevés. Si nécessaire, des croquis ou des photographies sont à joindre.

4.1 — Abords de l'ouvrage

4.1.1. — Etendue de la zone visitée

4.1.2. — Zone d'influence de l'ouvrage

- Remblais, talus, quarts de cône, perrés (stabilité, ravinements, tassements, érosion, débris divers...).
- Systèmes d'évacuation et de drainage des eaux aux abords de l'ouvrage (existence, nature, fonctionnement...).
- Chaussée et revêtement des accès (fissuration, faïençage, flaches, points bas, défauts particuliers).
- Signalisation permanente relative aux limitations de tonnage, de gabarit, de vitesse (existence, état).
- Raccordements des accès avec l'ouvrage (marches d'escalier, affaissements, venues d'eau, fissures).
- Systèmes de protection (existence, nature, alignement, état...)
- Constatations diverses (déplacements ou inclinaisons anormales d'arbres, de poteaux électriques ou téléphoniques, traces d'animaux pouvant exercer des dégradations, dépôts divers, travaux réalisés aux abords...).

4.1.3. — Ouvrages annexes :

- Ouvrages souterrains de voiries des concessionnaires ou d'autres permissionnaires.

4.2 — Partie supérieure de l'ouvrage :

— Extrados du tablier :

- Profil en long général de l'ouvrage : alignement apparent, cassure éventuelle, flaches... le nivellement *si nécessaire* est à joindre au présent PV.
- Chaussée et revêtement du tablier : fissuration, faïençage, flaches, points bas, défauts particuliers, rechargement.
- Systèmes d'évacuation et de drainage des eaux : fils d'eau, gargouilles, canalisations, puisards, bavettes des joints de chaussée... (existence, nature, fonctionnement).
- Trottoirs et bordures : alignement, descellement, cassure, absence d'éléments, traces de choc, comparaison entre la hauteur de la bordure et celle figurant dans le dossier, ce qui permet de contrôler l'importance d'un rechargement de la chaussée.
- Joints de chaussée et de trottoir : état, fonctionnement, étanchéité de la bavette, blocage éventuel, indice d'un déplacement du tablier ou des appuis.
- Corniches et joints entre éléments préfabriqués : alignement, état, coulures d'humidité. Il faut vérifier si l'eau ne stagne pas dans les caniveaux sous trottoirs (dalles sous trottoirs non étanches).

- Systèmes de sécurité :
existence, nature, alignement, état, la hauteur est à contrôler à cause des rechargements de chaussée.
- Réservations pour réseaux divers :
caniveaux sous trottoir, regards... existence, nature, utilisation, état, contrôle éventuel des charges apportées par les réseaux s'il y a eu des modifications de ceux-ci.
- Eclairage - Portiques de signalisation :
existence, nature, état en particulier au niveau des ancrages sur le tablier.
- Dispositifs de surveillance et de nivellement :
existence, état, relevés.
- Cachetages de câbles en extrados :
traces sur la chaussée.
- Divers :
présence de végétations, de dépôts...

4.3 — Partie inférieure de l'ouvrage

4.3.1. — Intrados du tablier

Préciser comment a été effectuée la visite (passerelle, échelle, jumelles...)

- Symptômes d'infiltration et de circulation d'eau, en particulier au droit des joints, entre voussoirs et le long des conduits de précontrainte : traces de rouille, d'humidité, efflorescences, fonctionnement des gargouilles.
- Fissurations diverses :
âmes, hourdis inférieur, joints entre voussoirs, entretoises, talons des nervures, orientation, dimensions et position approximatives si possible des fissures.
- Défauts de parement du béton :
nids de cailloux, décollement de ragréages, armatures apparentes, éclatements...
- Traces de chocs, épaufrures.
- Divers :
réseaux et leurs supports.

4.3.2. — Abouts du tablier

- Drainage de l'espace compris entre le tablier et le garde-grève, fonctionnement des larmiers, des bavettes des joints de chaussée...
- Etat des cachetages des câbles arrêtés à l'about :
traces de rouille, efflorescences...

4.3.3. — Appuis

- Appareils d'appui
S'ils sont visitables ou visibles facilement (état, fonctionnement, croquis en cas de désordres). Les appareils d'appui glissants doivent être regardés de près (soulever la jupe de protection). L'état des appuis doit être contrôlé.
- Dispositifs antisoulèvement et anticheminement
Ces dispositifs doivent être contrôlés.
- Culées
 - Déversement, mouvements, tassements :
en particulier mise en butée sur le tablier, résultats du nivellement si nécessaire à joindre en annexe.
 - Désordres :
épaufrures, fissurations, éclatements, traces de chocs...
 - Drainage et propreté du sommier, gargouilles bouchées, coulures, dépôts de boues et de détritiques...
- Piles
 - Déversement, mouvements, tassements :
résultats du nivellement si nécessaire à joindre en annexe.
 - Désordres :
épaufrures, fissurations, éclatements, fissuration des chevêtres d'appui...
 - Drainage et propreté du chevêtre.
- Fondations
Indices apparents d'évolution des fondations, état des enrochements, érosions, affouillements, travaux de dragage, de curage...

4.4 — Partie intérieure du tablier

(cas des poutres-caissons)

- Symptômes d'infiltration et de circulation d'eau en particulier dans les conduits des câbles de précontrainte.
- Fissurations diverses :
Contrôler l'évolution des fissures relevées au cours des inspections détaillées, et relever l'apparition éventuelle de nouvelles fissures (mesurer dans ce cas leur ouverture apparente au dixième de millimètre près et marquer leurs extrémités).
- Défauts de parement :
nids de cailloux, décollement de ragréages, armatures apparentes, éclatements, ancrages mal cachetés...

- Précontrainte de renforcement éventuelle :
existence, état.
- Relevés des appareils de contrôle éventuels :
dans le cas où les désordres existants dans la structure ont été instrumentés. Il faut consulter les consignes particulières.
- Divers :
réseaux et leurs supports.

4.5 — Dispositifs de visite et d'entretien

- Portes d'accès, échelles à crinolines, plates-formes, échelons, trappes de visite, éclairage intérieur (existence, état, sécurité).

4.6 — Dispositifs de mines permanents éventuels :

- Etat, drainage.

4.7 — Dispositifs antiséisme :

- Existence et état.

4.8 — Divers

- Equipements mécaniques ou électromécaniques éventuels :
 - Existence, état, fonctionnement.
 - Circulation lourde inhabituelle : (nature, origine, intensité).
 - Travaux à proximité de l'ouvrage tels que des dragages, des curages, des poses de conduites...

5 — CONCLUSIONS

5.1 — Observations, suggestions et avis éventuels

Signature de l'agent ayant conduit la visite annuelle, et date :

5.2 — Observations du Subdivisionnaire comportant ⁽¹⁾

- Avis sur l'état de l'ouvrage
- Indication des suites données ou qu'il propose de donner à la visite annuelle⁽¹⁾
- Décisions prises concernant l'entretien courant
- Propositions d'entretien spécialisé
- Propositions de visite complémentaire
- Propositions d'inspection détaillée exceptionnelle
- Autres propositions

Signature du Subdivisionnaire, et date :

5.3 — Instructions de l'Ingénieur d'Arrondissement au Subdivisionnaire⁽¹⁾

Signature de l'Ingénieur d'Arrondissement de gestion, et date :

⁽¹⁾ Les avis, propositions et instructions peuvent faire l'objet d'annexes détaillées.

ANNEXE 4

CADRE DE PROCÈS-VERBAL D'INSPECTION DÉTAILLÉE PÉRIODIQUE

Ce cadre ne s'applique qu'aux inspections détaillées périodiques, à l'exclusion des autres types d'inspection : inspection détaillée avant mise en service, inspection détaillée de fin de garantie, inspection détaillée exceptionnelle, pour lesquelles l'agent conduisant la visite pourra, en fonction du but recherché et des constatations effectuées, adapter et modifier le présent modèle.

Il est rappelé que l'inspection détaillée périodique vaut visite annuelle.

Identification du service

Numéro d'identification de l'ouvrage :
Date du procès-verbal :
Feuillet n° :

PROCÈS-VERBAL D'INSPECTION DÉTAILLÉE PÉRIODIQUE N°

Le présent procès-verbal comprend ... feuillets. Chaque feuillet doit comporter le numéro d'identification et la date du procès-verbal.

1 — IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE

Numéro d'identification :		
Département	Voie(s) concernée(s)	P.R. origine
Nature et nom de l'ouvrage		Commune(s)

2 — CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES

2.1 — Schémas cotés

- Coupe longitudinale :
- Vue en plan :
- Coupe(s) transversale(s) :
- Plans de détail (utiles à la compréhension du procès-verbal)

2.2 — Photographies

3 — VIE DE L'OUVRAGE

3.1 — Documents de référence

- Date de construction de l'ouvrage :
- Date et nature de la dernière action de surveillance :
- Date et nature de la dernière inspection détaillée :
- Date(s) des dernières vérifications réglementaires concernant les ouvrages des occupants du domaine public :
- Date de la dernière visite des fondations en site aquatique (le cas échéant) :
- Date des dernières vérifications des installations mécaniques, électriques ou électromécaniques existant sur l'ouvrage (le cas échéant) :
- Date et nature de la dernière intervention sur la zone d'influence de l'ouvrage :
- Date de la dernière mise à jour du document signalétique :
- Date de la dernière mise à jour des plans d'inspection de l'ouvrage :

3.2 — Constatations et faits intervenus depuis la dernière inspection détaillée

- Énumération avec références au dossier d'ouvrage et date(s) :
interprétation dans le cadre de l'évolution générale de l'ouvrage.

3.3 — Travaux d'entretien spécialisé et réparations effectués depuis la dernière inspection détaillée

- Énumération avec références au dossier d'ouvrage et date(s).

3.4 — Campagnes de mesures, essais divers effectués depuis la dernière inspection détaillée

- Énumération avec références au dossier d'ouvrage, interprétation des résultats.

3.5 — Evolution de l'ouvrage avant l'inspection

- Analyse tenant compte des indications et orientations du document de synthèse du dossier d'ouvrage (sous-dossier n° 2) et de procès-verbaux précédents (sous-dossier n° 3).

4 — CONDITIONS GÉNÉRALES DE L'INSPECTION

4.1 — Date de l'inspection :

4.2 — Inspection conduite par : (Préciser le nom et la fonction de l'agent).

4.3 — Autres participants : (Noms et fonctions).

4.4 — Moyens mis en œuvre : (accès, signalisation, nacelle, passerelle, autres matériels...).

4.5 — Conditions atmosphériques : (température, précipitations du mois écoulé...)

4.6 — Conditions particulières : (difficultés, incidents...)

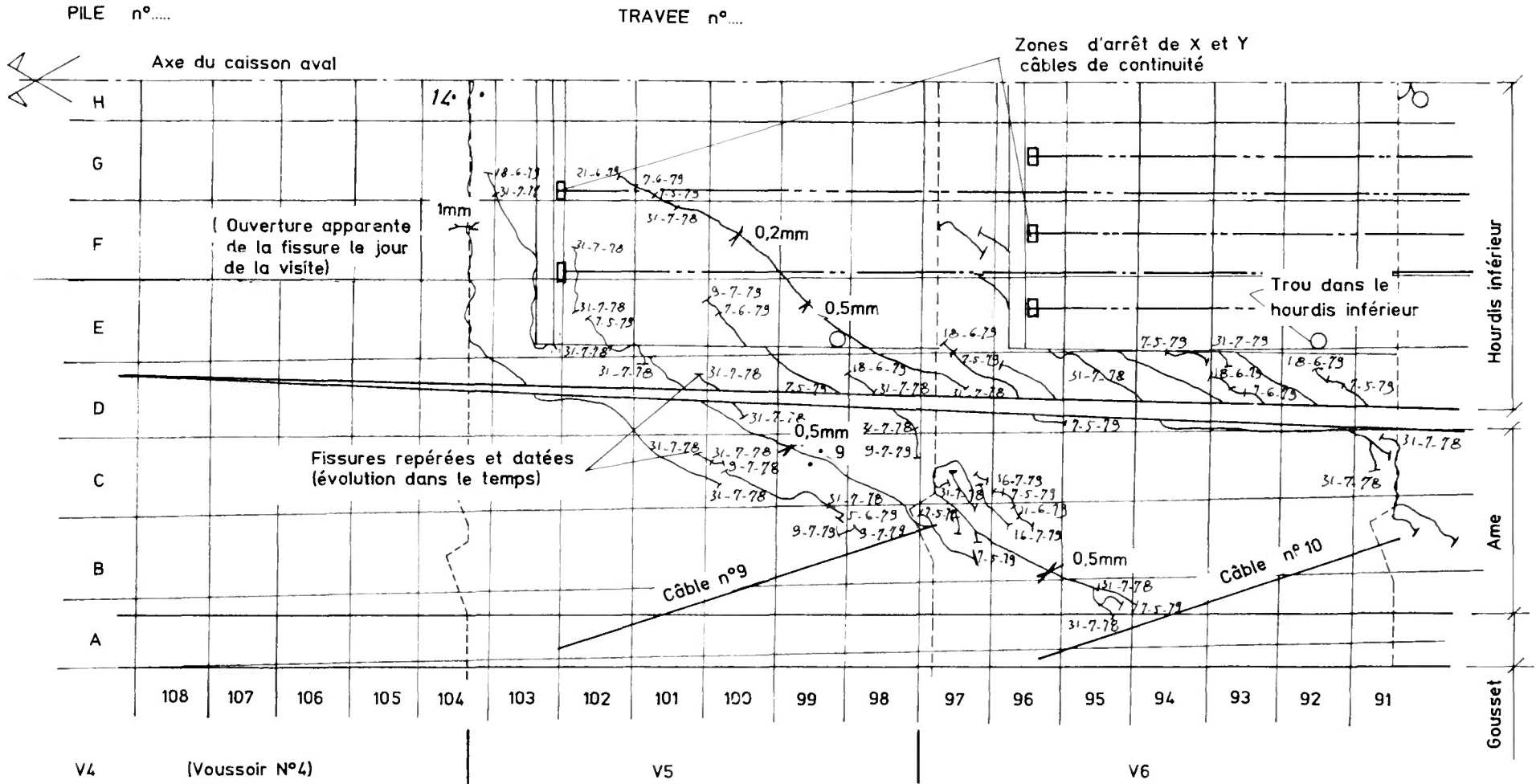
5 — CONSTATATIONS

Le modèle de procès-verbal de visite annuelle de l'annexe 3 donne une énumération des points à examiner.

6 — MESURES, ESSAIS, RECONNAISSANCES EFFECTUÉS

7 — DOCUMENTS GRAPHIQUES — PHOTOGRAPHIQUES

- Plans des désordres à l'échelle (cartographie des fissures, voir figure page 76) correspondance entre les désordres à l'intérieur et à l'extérieur du tablier.
- Photographies



REMARQUE — Il n'est pas nécessaire en général de faire un relevé aussi détaillé sur toute la longueur de l'ouvrage ni d'utiliser un quadrillage de repérage.

Cartographie des fissures intérieures. Demi-caisson aval.

8 — INTERPRÉTATION DÉTAILLÉE DE TOUTES LES OBSERVATIONS EFFECTUÉES

En particulier doit figurer en annexe si nécessaire « le graphique récapitulatif » des relevés en plan et en nivellement conformément aux prescriptions du fascicule n° 4.

9 — CONCLUSIONS

9.1 — Note de synthèse de l'agent ayant conduit l'inspection :

- Appréciation sur l'état de l'ouvrage et sur son évolution.
- Propositions de modification ou de mise à jour :
 - du document signalétique,
 - du dossier d'ouvrage.
- Suggestions concernant les travaux d'entretien courant ou spécialisé, avec éventuellement un ordre de priorité :

DANS LE CAS DE DÉSORDRES IMPORTANTS :

- Propositions d'actions complémentaires de surveillance ou d'investigations :
- Suggestions concernant les études, les réparations s'avérant nécessaires ou souhaitables avec éventuellement un ordre de priorité :

Signature de l'agent ayant conduit l'inspection détaillée, et date :

9.2 — Note de conclusion du Subdivisionnaire :

- Avis sur l'état de l'ouvrage :
- Indication des suites données ou qu'il propose de donner à l'inspection détaillée ⁽¹⁾ :
- Décisions prises concernant l'entretien courant :
- Propositions d'entretien spécialisé :
- Propositions d'investigations complémentaires, d'études et de réparation :
- Autres propositions (limitation du trafic...) :

Signature du Subdivisionnaire, et date :

9.3 — Visa et Instructions de l'Ingénieur d'Arrondissement au Subdivisionnaire ⁽¹⁾

Signature de l'Ingénieur d'Arrondissement de gestion, et date :

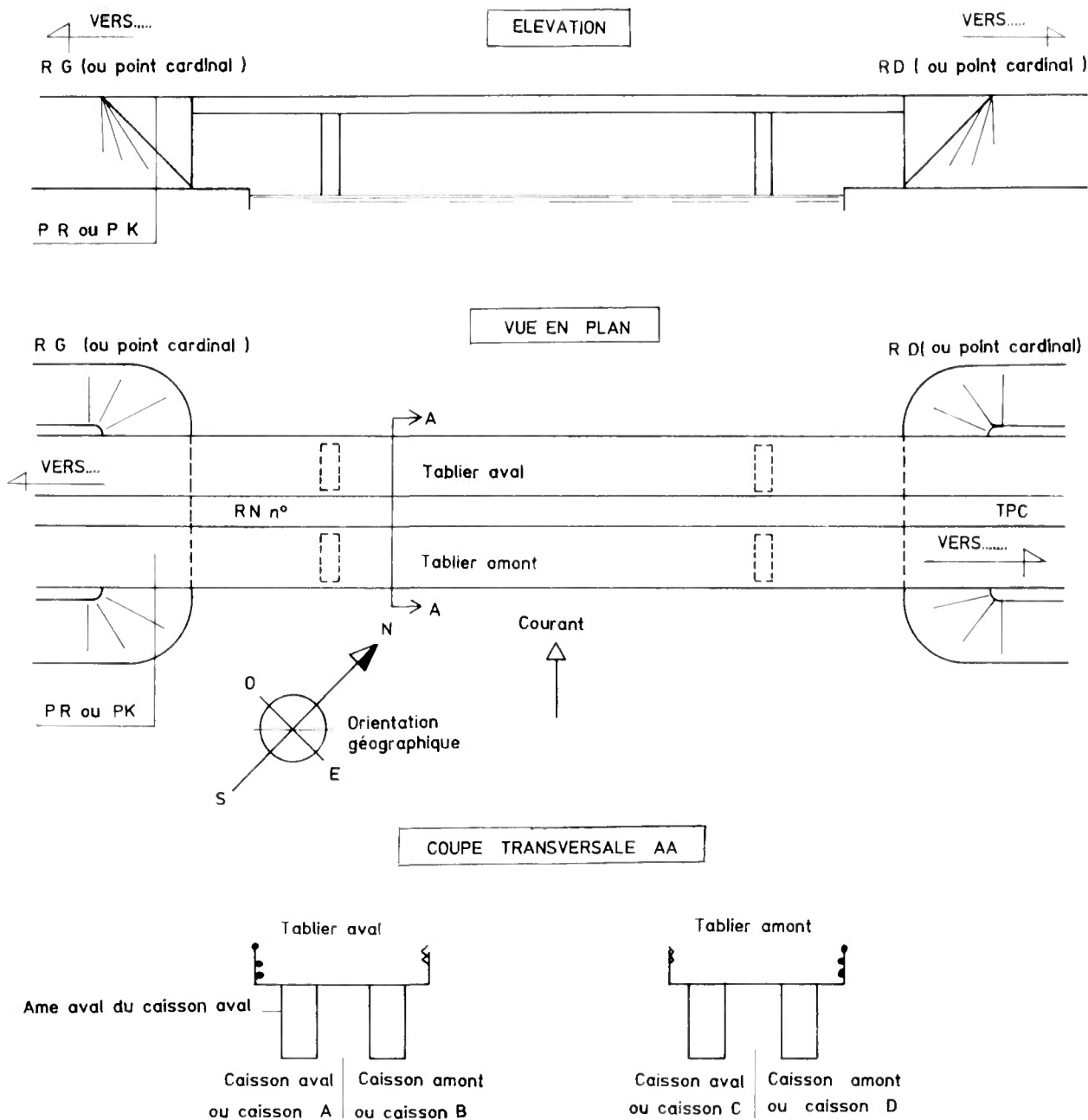
⁽¹⁾ Les avis, instructions et propositions peuvent faire l'objet d'annexes détaillées.

ANNEXE 5

EXEMPLE DE CODIFICATION DES PARTIES DE L'OUVRAGE

1 — ORIENTATION DES OUVRAGES

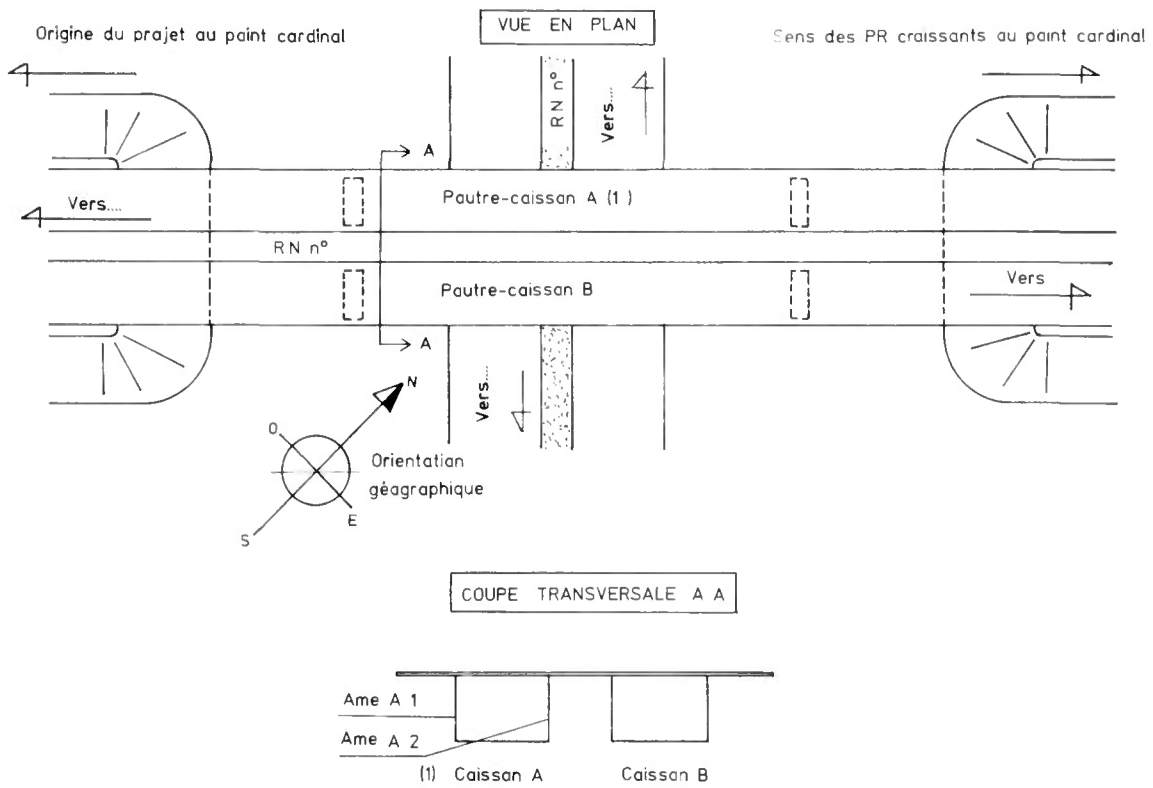
1.1 — Cas d'un ouvrage franchissant un cours d'eau ou un canal



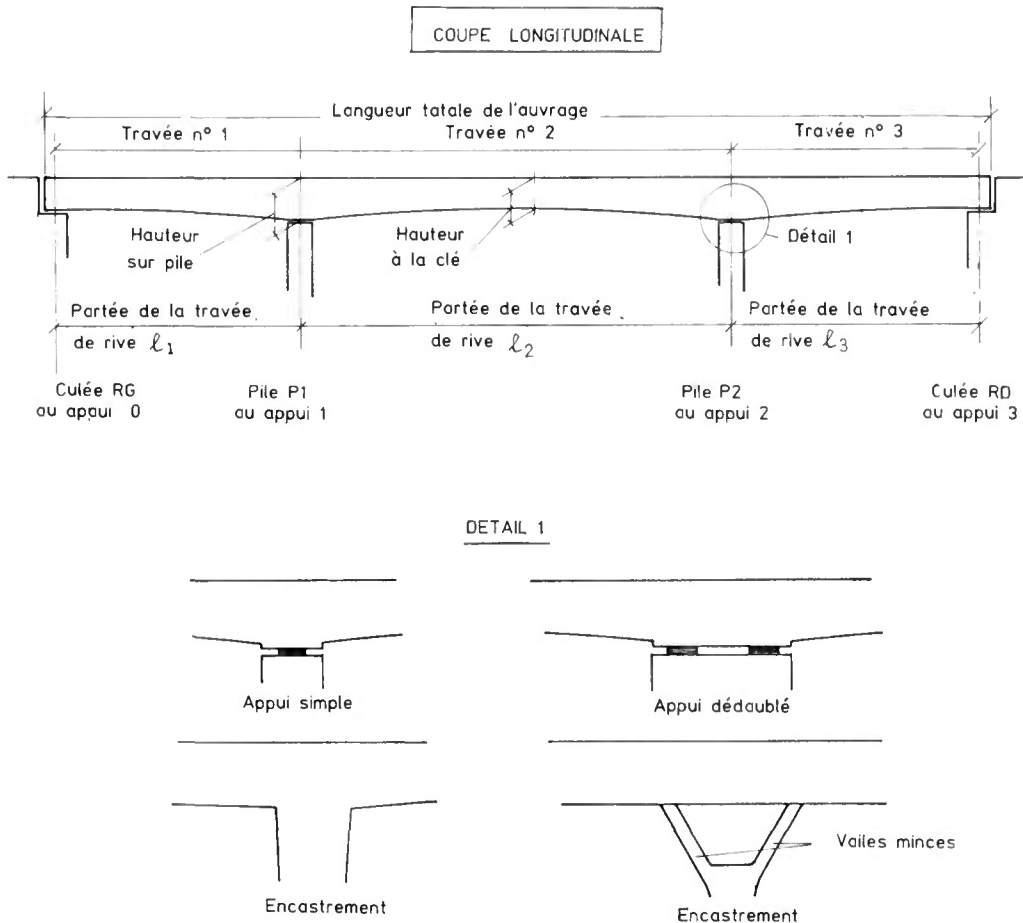
NOTA

Il existe également des poutres-caissons multicellulaires (nombre d'âmes > 2).
Attention : sur certains plans les positions de la rive gauche et de la rive droite peuvent se trouver inversées compte tenu de conventions anciennes d'orientation des profils en long.

1.2 — Cas d'un ouvrage franchissant une autre voie ou une vallée sèche :
(route, voie ferrée...)

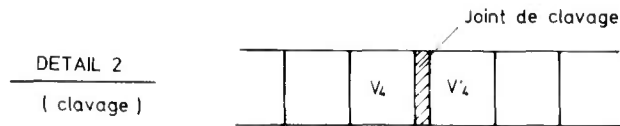
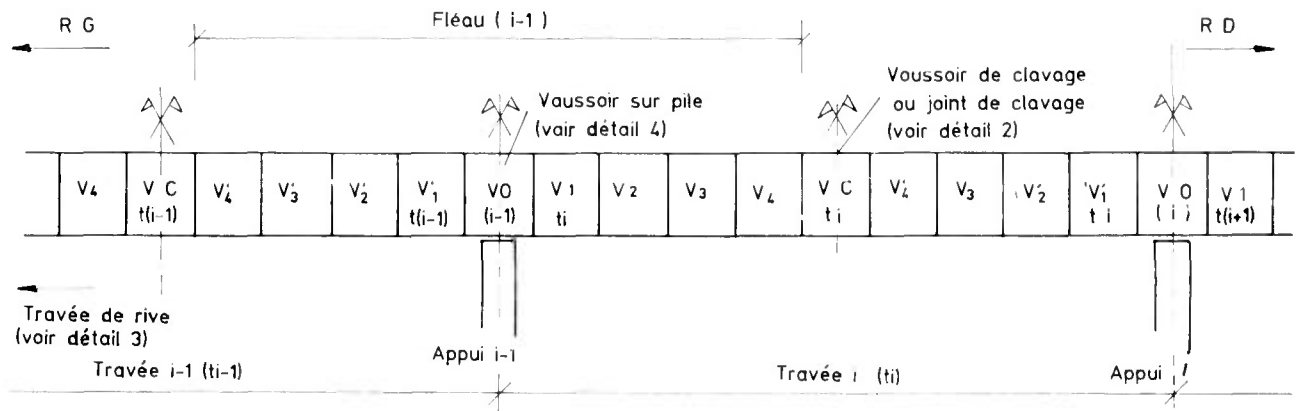


2 — REPÉRAGE DES PRINCIPALES PARTIES DE L'OUVRAGE
(travées, culées, piles...)



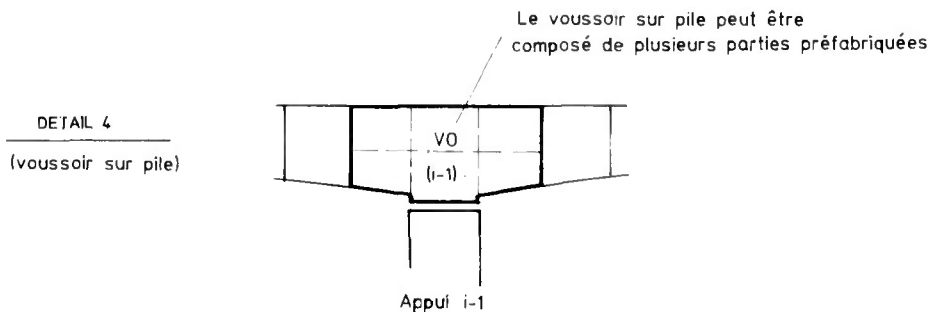
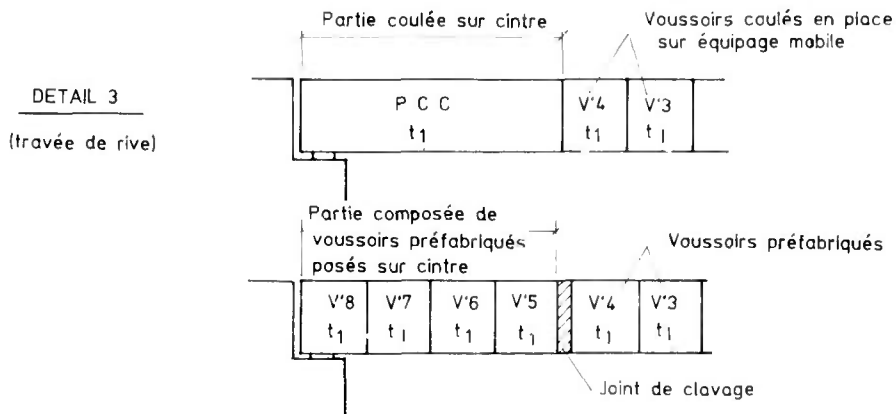
3 — REPÉRAGE DES DIFFÉRENTS ÉLÉMENTS CONSTITUANT LE TABLIER

3.1 — Repérage des voussoirs



NOTA

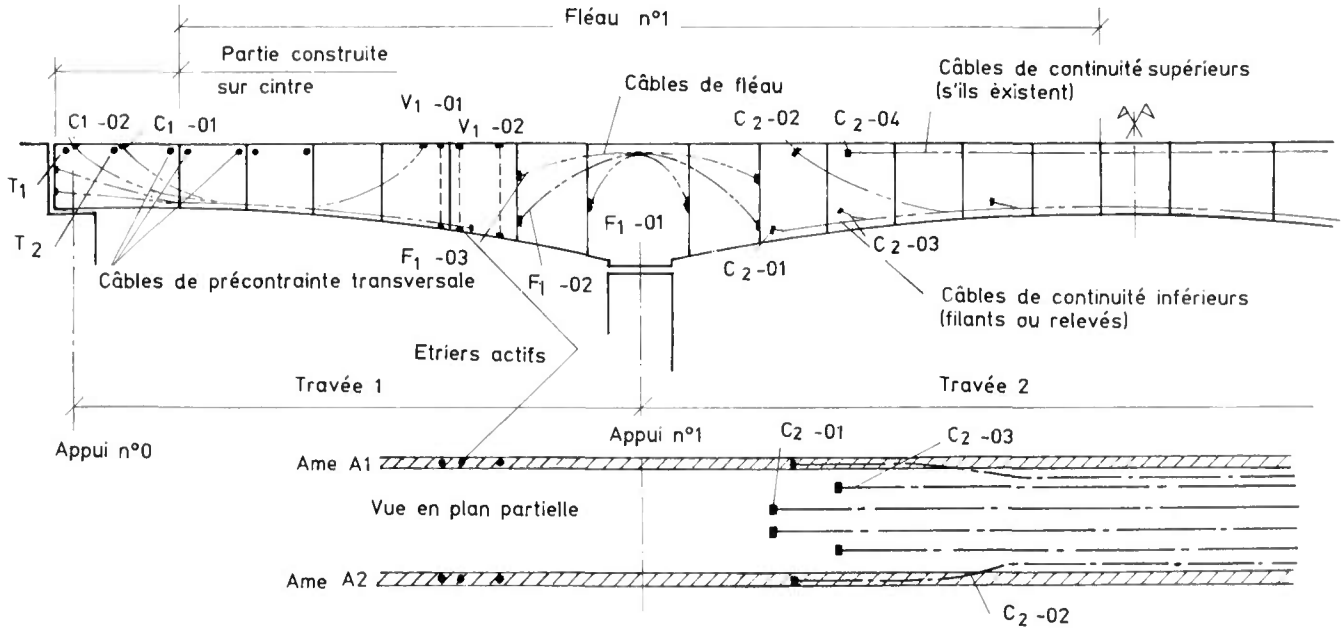
Le voussoir de clavage et le joint de clavage ne se trouvent pas forcément dans l'axe de la travée (cas des travées de transition des grands ponts).



NOTA

Pour faciliter les visites, les numéros des différentes travées et des différents voussoirs doivent être inscrits (peinture indélébile) à l'intérieur de la poutre-caisson, ainsi que le repérage et l'orientation des poutres-caissons (aval, amont, A, B...).

3.2 — Repérage des câbles dans un pont construit par encorbellements successifs



— Câbles de fléau :

F_{j-i}
j est le numéro du fléau, et i celui du câble.

Exemple : F_{1-03} (ou F_{1-3}) câble n° 3 du fléau n° 1

— Câbles de continuité :

C_{k-i}
k est le numéro de la travée et i celui du câble.

Exemple : C_{2-01} (ou C_{2-1}), travée 2 câbles de continuité n° 1.

REMARQUES

Les différents câbles de continuité, en cas de besoin, peuvent être repérés par des signes particuliers :

— Câbles de continuité

- supérieurs : C.S.
- inférieurs filants : C ou C.F.
- inférieurs relevés : C.R.

— Câbles de précontrainte transversale :

- T_i est le numéro du câble, croissant de l'appui 0 vers l'appui n

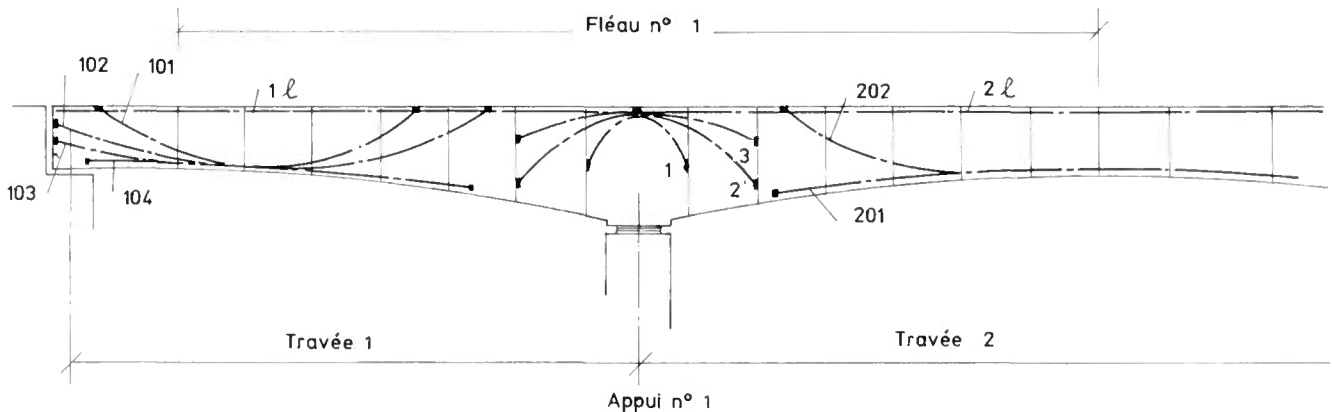
— Etriers actifs :

V_{k-i}
k est le numéro de la travée
et i celui de l'étrier actif (distinguer éventuellement l'âme concernée).

Il est possible de simplifier le repérage visé ci-avant, très utile pour la rédaction des rapports, mais qui charge inutilement les plans :

— Câbles de fléau :

i
i est le numéro du câble, le numéro du fléau figure sur le dessin, il n'est donc pas nécessaire de le répéter.



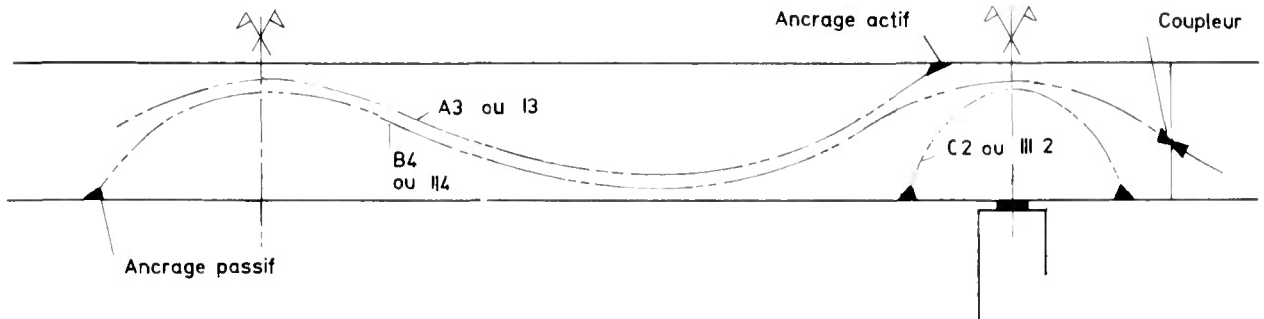
- Câbles de continuité inférieurs (relevés ou filants) :
 $k - i$
 k est le numéro de la travée et i celui du câble

Exemple : 101 travée 1 câble de continuité n° 1
 201 travée 2 câbles de continuité n° 1

- Câbles de continuité supérieurs :
 $k - i$
 k est le numéro de la travée et i celui du câble (en chiffres romains)

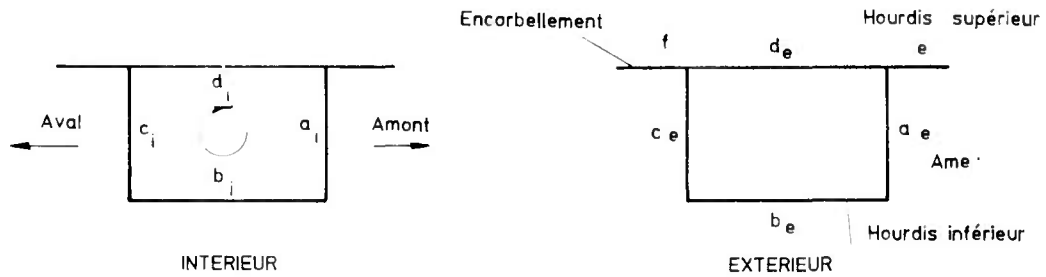
Exemple : 1 I travée 1 câble de continuité n° I

3.3 — Repérage des câbles dans d'autres structures



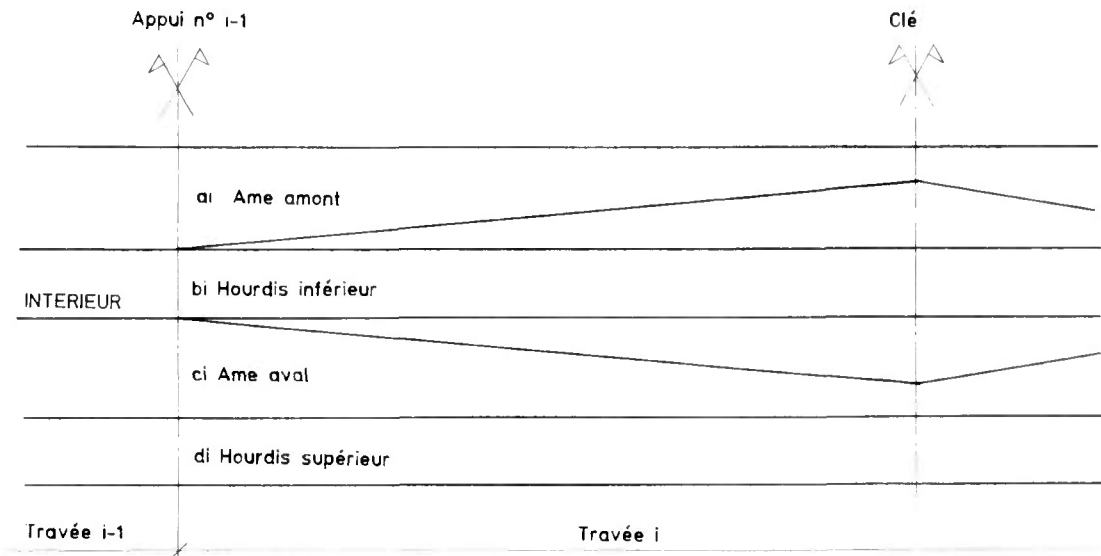
Des lettres ou des chiffres romains peuvent servir à repérer les différentes familles de câbles. Les câbles d'une même famille sont différenciés par des chiffres arabes.

3.4 — Rabattement d'une poutre-calsson — dessins de détail (ce modèle est applicable aux ponts à nervures)



3.4.1 — Ouvrages de hauteur constante

3.4.2 — Ouvrages de hauteur variable (cas des âmes verticales)

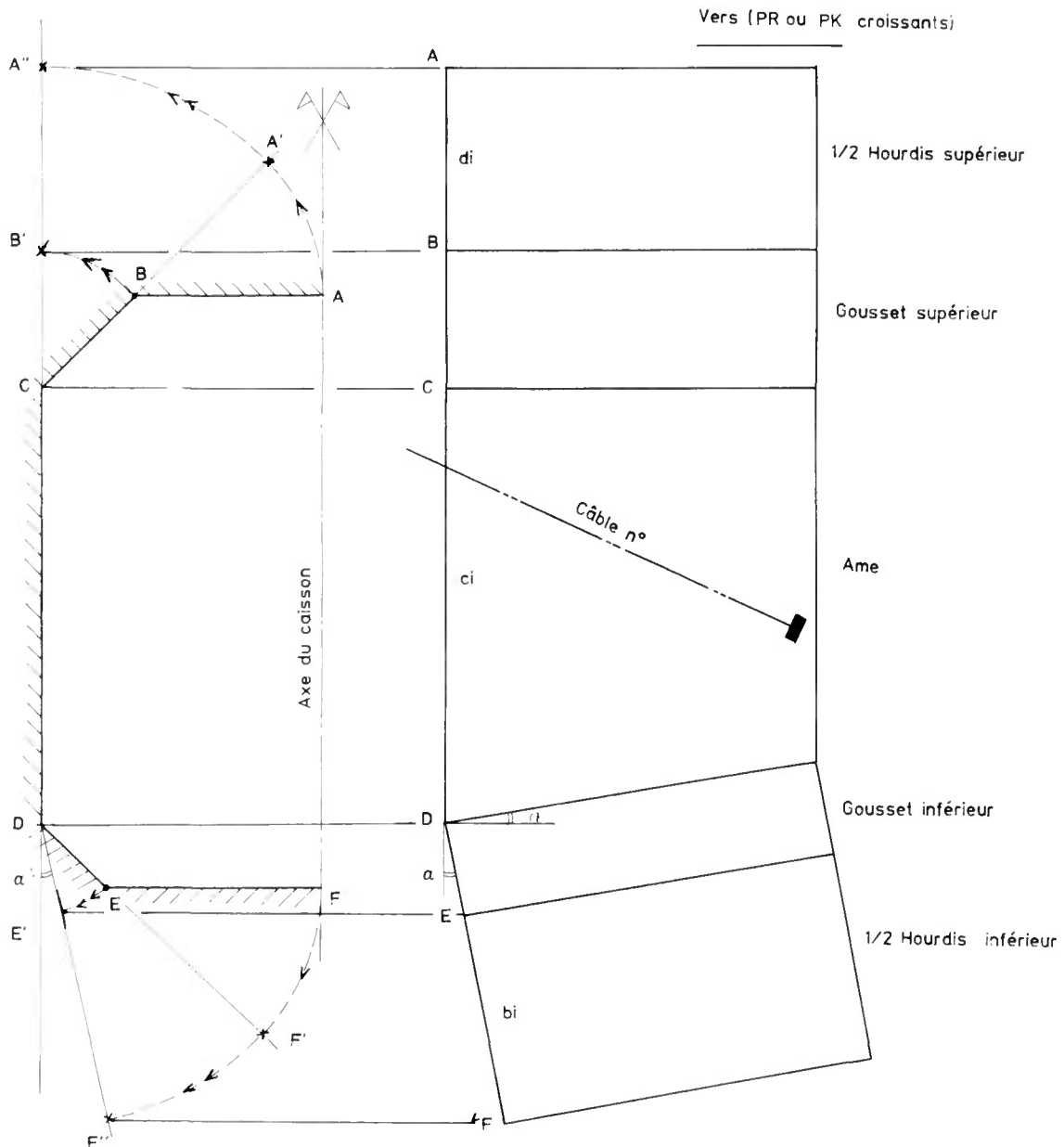


Lorsqu'il s'agit de représenter à grande échelle les détails d'un voussoir d'un ouvrage de hauteur variable, on utilise le rabattement représenté ci-dessous :

Exemple :

— Plan détaillé de l'intérieur d'un demi-voussoir

- Pont de
- Travée n°
- Caisson : (amont, aval, A, B...)
- Coté : (amont, aval...)
- Intérieur
- Voussoir n°
- Echelle
- Date



ANNEXE 6

ÉLÉMENTS DE CONNAISSANCE DES MODES DE CONSTRUCTION

1 — CONSTRUCTION SUR CINTRE

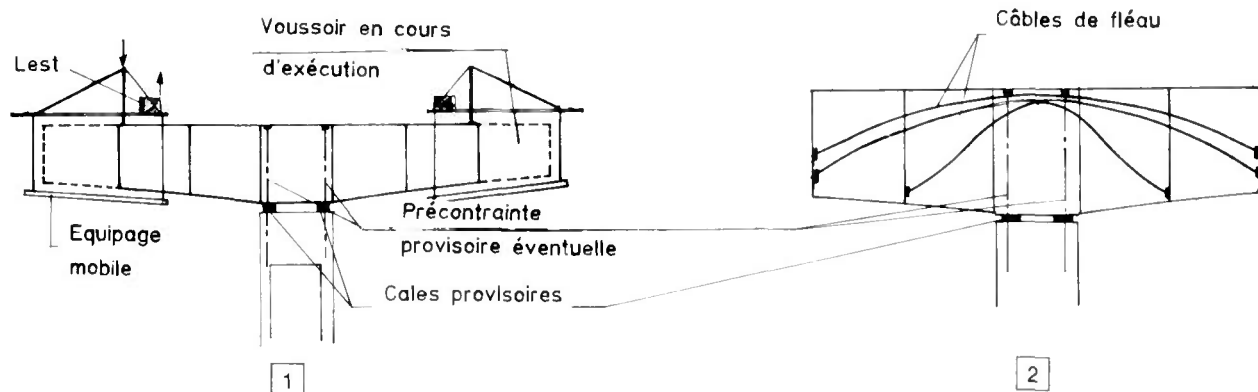
Il est nécessaire de connaître l'état et la nature du terrain à l'époque de la construction de l'ouvrage car celui-ci a pu être modifié depuis. En effet, un cintre a pu être utilisé si, à cette époque, la hauteur du tablier au-dessus du terrain naturel n'était pas trop importante (10 à 20 mètres au maximum), si le terrain était de bonne qualité ⁽¹⁾ et ne présentait pas d'obstacle à l'implantation d'appuis intermédiaires et surtout de leur semelle provisoire d'appui.

L'existence de joints de construction et de zones de reprise peut indiquer que l'ouvrage a été construit en plusieurs parties soit dans le sens longitudinal (le cintre est déplacé de travée en travée) soit dans le sens transversal (le cintre est ripé transversalement).

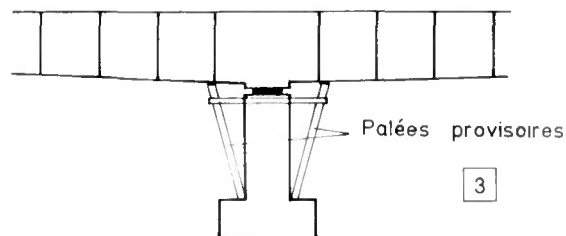
2 — CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

2.1 — Généralités

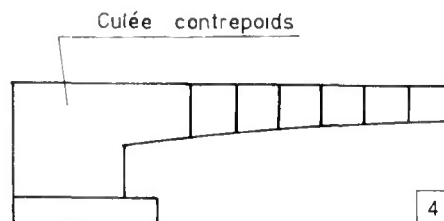
Ce mode de construction consiste à exécuter le tablier d'un pont sans cintre ni étaieage continu au sol en opérant par tronçons successifs (de 2 à 6 m environ de longueur) dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant posé (cas des voussoirs préfabriqués) ou coulé (cas des voussoirs exécutés avec l'aide d'équipages mobiles) en encorbellement par rapport à ceux qui le précèdent. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à son extrémité sont mis en tension ce qui a pour effet de le plaquer contre le voussoir précédent et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations (fig. 1 et 2).



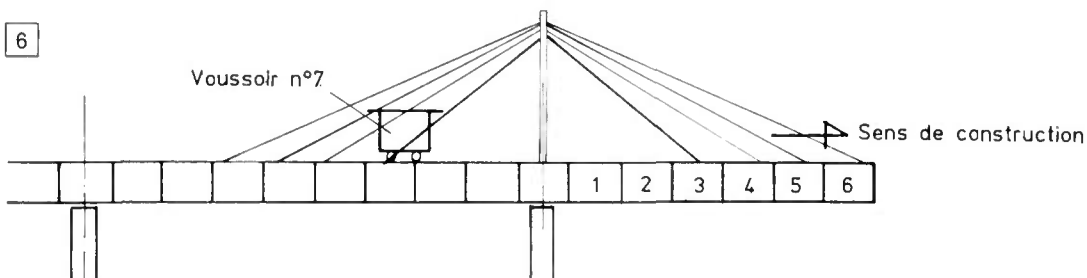
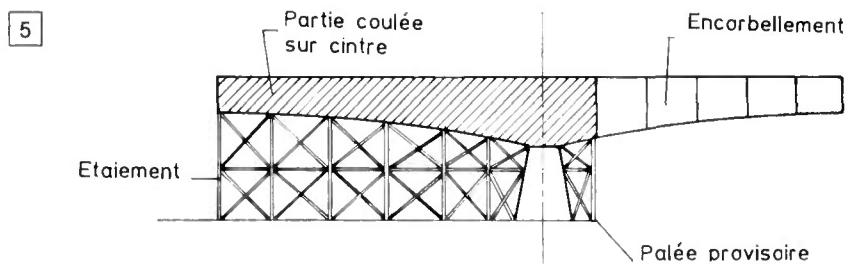
L'équilibre du fléau en cours d'exécution peut être assuré entre autres techniques par un encastrement sur la tête de pile, par des palées provisoires (fig. 3, etc.).



L'exécution de la console peut se faire symétriquement (fig. 1) ou dissymétriquement (fig. 4) entièrement en encorbellement ou avec des parties coulées sur cintre (fig. 5), et également à l'avancement d'un seul côté avec un haubannage provisoire (fig. 6).



⁽¹⁾ Cette condition n'est pas strictement nécessaire.



Il est possible de construire par encorbellements successifs des ouvrages dont les schémas statiques en service sont très divers :

- Arcs
- Poutres à béquilles
- Poutres droites articulées à la clé
- Poutres cantilever
- Poutres continues sur appuis simples
- Poutres continues sur appuis dédoublés
- Poutres continues encastées sur les piles ou sur des voiles flexibles...

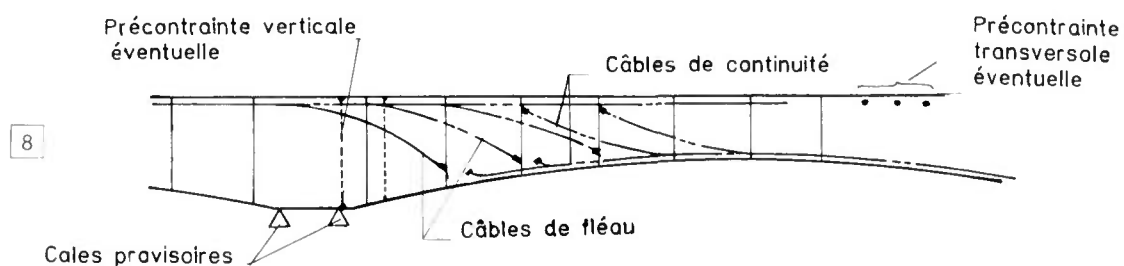
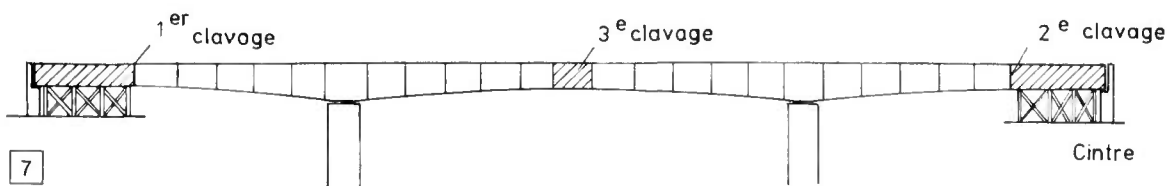
2.2 — Exécution et câblage des poutres continues

Les poutres continues sont les structures les plus courantes. Elles sont soit de hauteur variable soit de hauteur constante. Leur câblage résulte du mode d'exécution (fig. 7).

Les câbles des structures continues peuvent être regroupés en deux familles (fig. 8) :

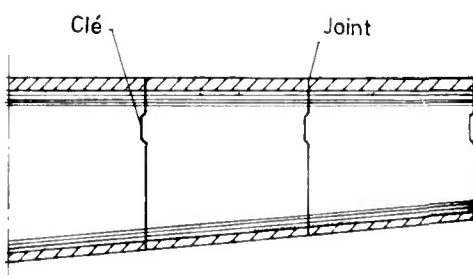
- les câbles de fléaux qui assurent la stabilité des consoles et qui, après clavage, reprennent en plus les sollicitations dues aux superstructures et aux charges d'exploitation, dans les zones d'appui ;
- les câbles de continuité qui reprennent les sollicitations développées dans la zone centrale des travées, par les superstructures, les charges d'exploitation et les effets thermiques. Ces câbles sont pour la plupart situés au voisinage de la fibre inférieure de la poutre.

Dans certains ouvrages, la résistance à l'effort tranchant des âmes est assurée par une précontrainte verticale ou inclinée.

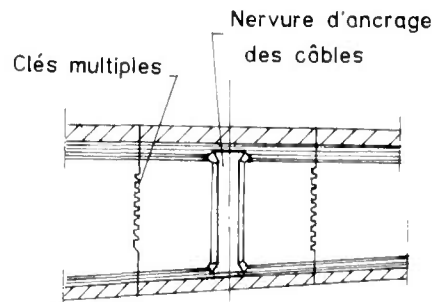


2.3 — Joints de construction

Les ouvrages construits en encorbellement se distinguent de ceux construits sur cintre par la présence bien marquée de joints généralement verticaux entre voussoirs. Ces joints sont couramment marqués par des traces de résine durcie et présentent le plus souvent des décrochements matérialisant les clés simples ou multiples de centrage (fig. 9 et 10).



9 — Voussoirs dits de première génération.



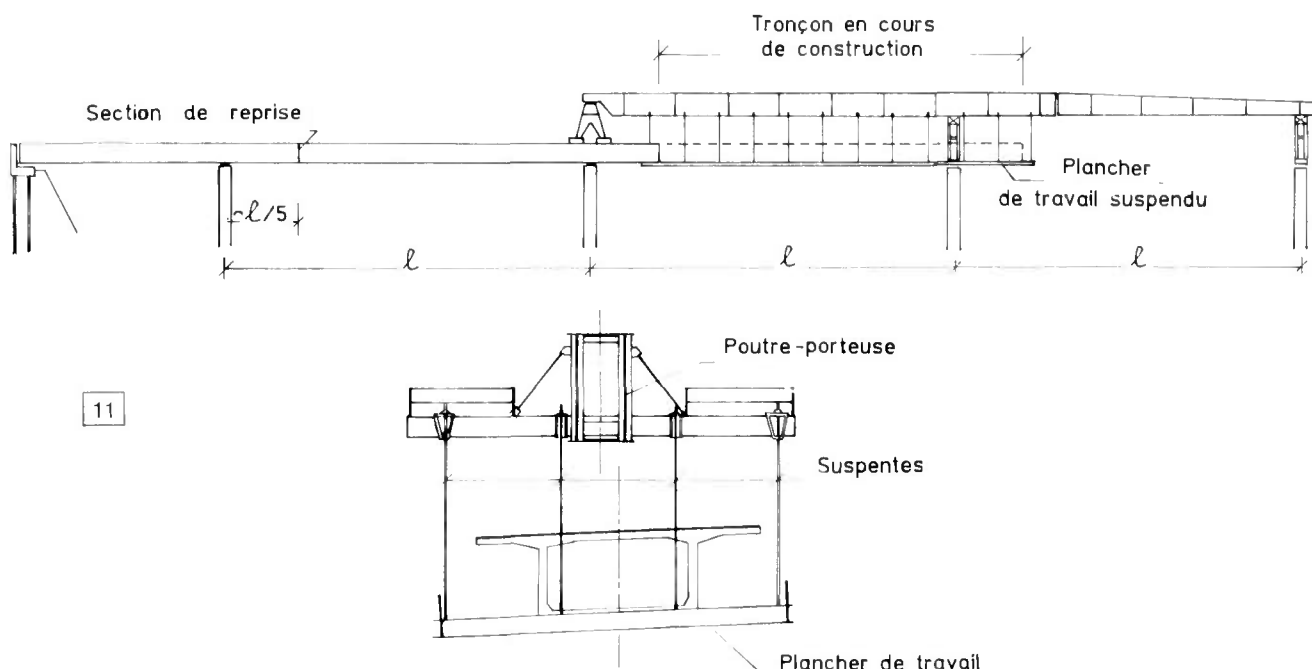
10 — Voussoirs de deuxième génération.

3 — CONSTRUCTION À L'AVANCEMENT SUR CINTRE AUTOLANCEUR-AUTOPORTEUR ET CONSTRUCTION EN PLUSIEURS TRONÇONS SUR CINTRE CLASSIQUE

Ce mode de construction consiste à exécuter une structure continue le plus souvent de grande longueur (procédé utilisé pour des ouvrages dont la longueur dépasse le kilomètre, par exemple dans le cas de tabliers parallèles ou de tabliers en série), travée par travée, les sections de reprise étant placées dans les zones de moments fléchissants alternés faibles (appelées à tort points de moment nul) (fig. 11).

Le cintre qui sert à l'exécution d'une telle structure peut être :

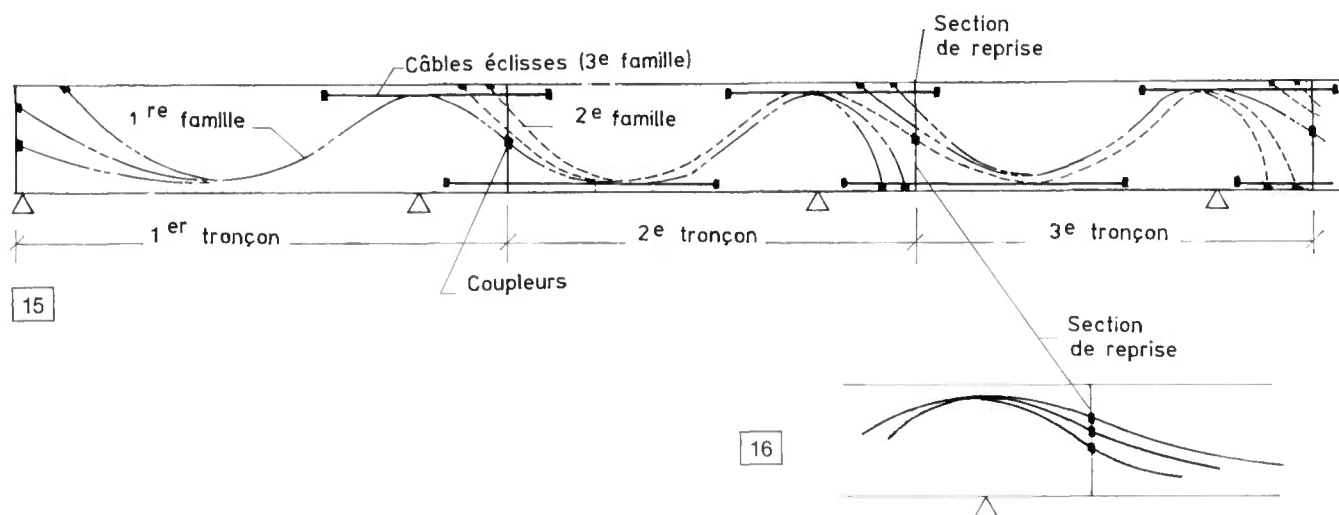
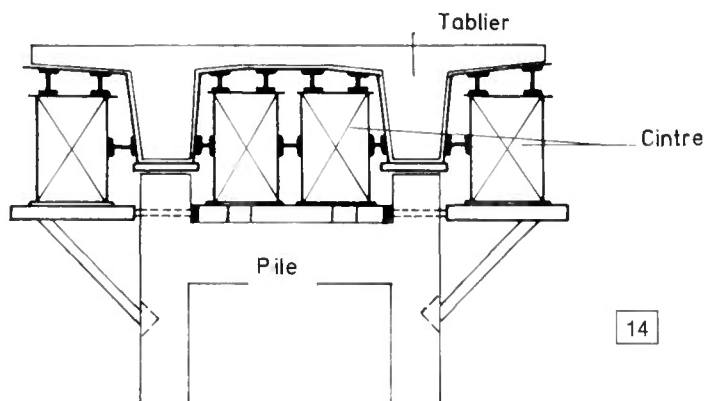
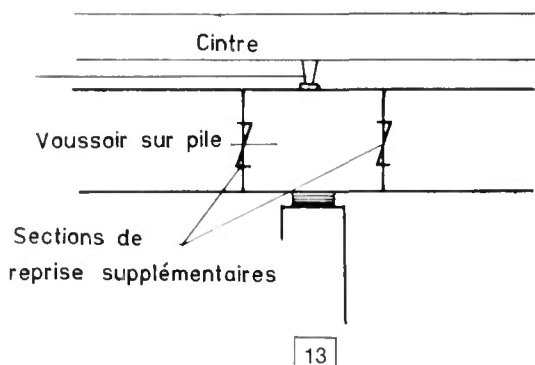
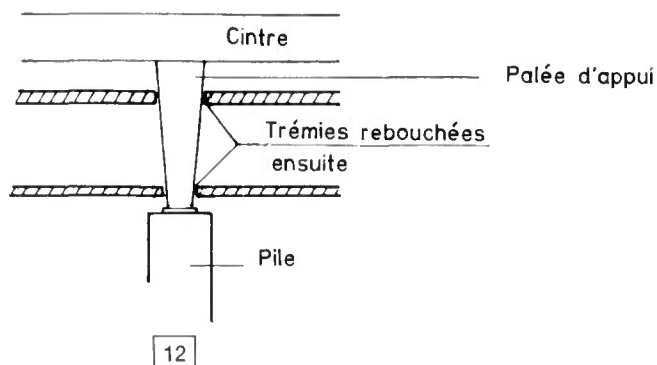
- un cintre classique qui est démonté dès qu'un tronçon est terminé et remonté pour l'exécution du tronçon suivant,
- un cintre autolanceur-autoporteur métallique qui supporte la travée en cours d'exécution et se déplace par lancement.



Deux types de cintres autolanceurs sont utilisés :

- les cintres dits « par dessus » pour lesquels l'élément porteur est au-dessus du tablier et repose par l'intermédiaire de palées d'appui soit sur la pile (fig. 12) (dans ce cas qui est le plus courant, des trémières provisoires sont aménagées dans le caisson), soit directement sur le tablier même (fig. 13) (dans ce cas un voussoir préfabriqué ou coulé en place est fixé en tête de pile).
- les cintres dits « par dessous » pour lesquels l'élément porteur est sous le tablier et supporte directement les coffrages. Les couronnements des piles sont échancrés pour laisser passer la charpente métallique (fig. 14).

Compte tenu de la conception des cintres « par dessus » ou « par dessous », les tabliers construits suivant ce procédé sont de hauteur constante. Ordinairement, leurs portées ne dépassent pas la cinquantaine de mètres.



Dans ce procédé d'exécution, la précontrainte peut comporter plusieurs familles de câbles telles qu'elles sont représentées sur le schéma de la figure 15.

REMARQUES

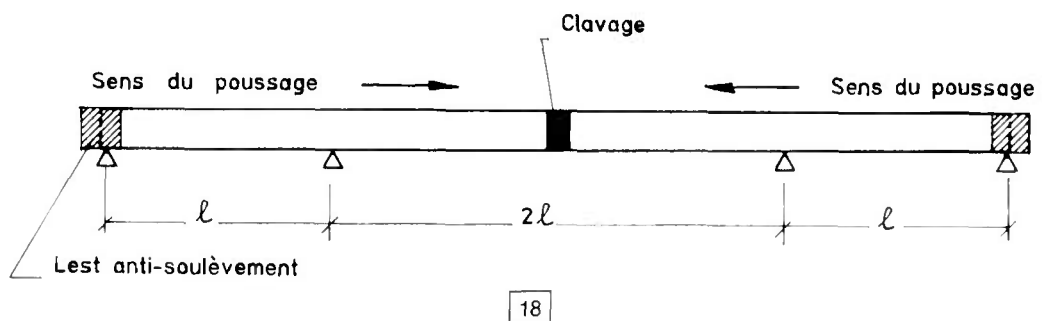
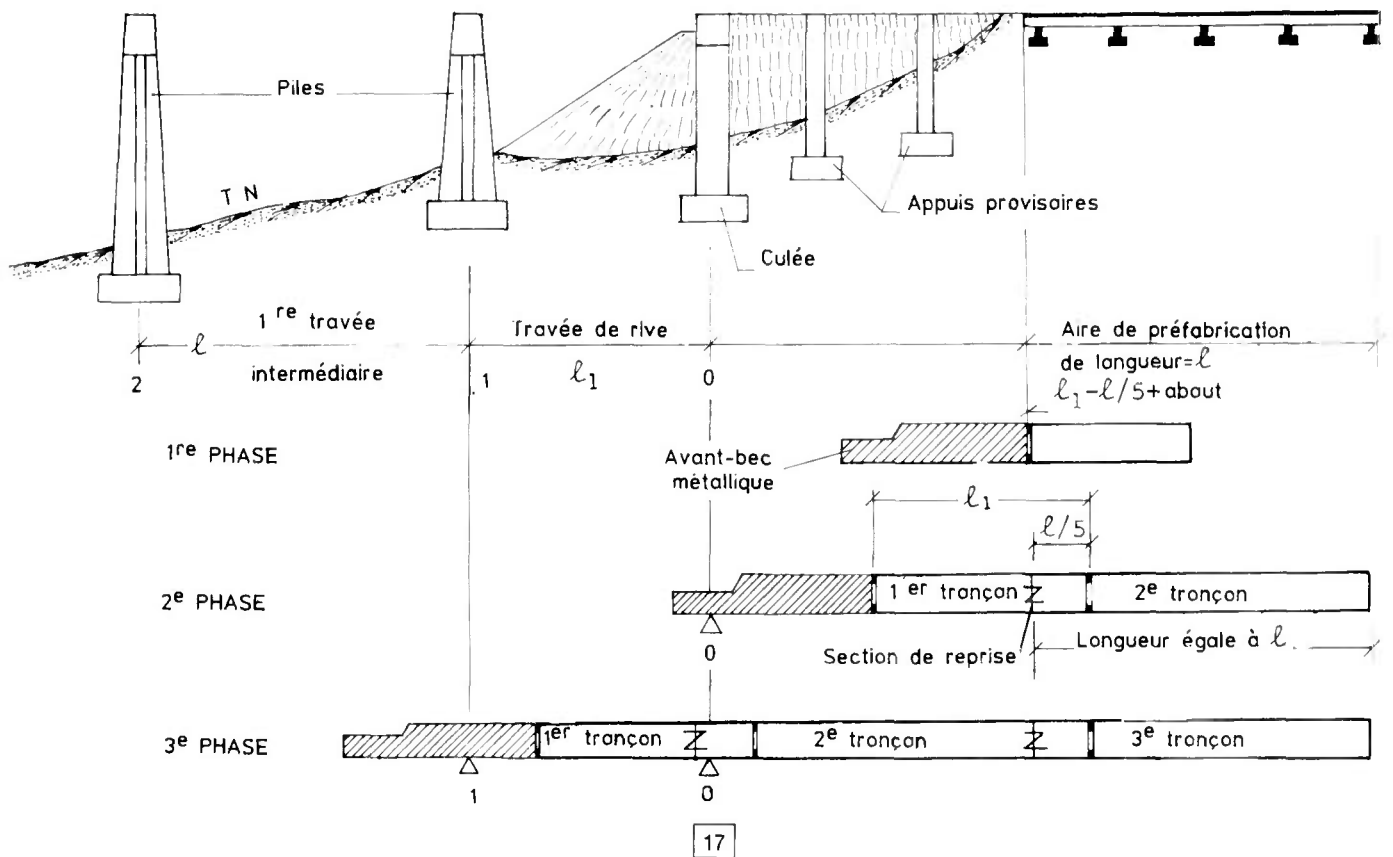
Dans certains ouvrages la continuité de **tous** les câbles traversant les sections de reprise a été réalisée par coupleurs (fig. 16). Il s'agit là d'une disposition pouvant entraîner des fissurations dans la section de reprise.

Dans d'autres ouvrages la résistance à l'effort tranchant des âmes est assurée par une précontrainte verticale dans les zones voisines des appuis et des joints de reprise, précontrainte dont la qualité est difficile à contrôler à l'exécution et qui peut être insuffisante.

4 — CONSTRUCTION PAR POUSSAGE (TRONÇONS EXÉCUTÉS EN COFFRAGE FIXES, PUIS POUSSÉS OU RETENUS)

Ce mode de construction consiste à exécuter sur le remblai d'accès à l'ouvrage le tablier par éléments successifs (tronçons de 10 à 30 m et plus) qui sont liés entre eux par précontrainte au fur et à mesure de leur exécution, et déplacés avec l'aide de vérins de traction (fixés sur les culées) sur des appareils d'appui à faible coefficient de frottement (Téflon) disposés sur les culées et les piles (fig. 17).

Ces techniques s'appliquent à des tabliers de hauteur constante (poutres-caissons ou à nervures), qui peuvent être courbes soit en plan soit en profil en long sous réserve que le rayon de courbure reste constant. Il est possible de pousser ou de retenir des ouvrages dont la pente longitudinale atteint 6 %.



Compte tenu des sollicitations importantes qui se développent dans la structure et dans le porte-à-faux pendant le lancement et, cela malgré les artifices de la technologie actuelle (avant-becs, palées provisoires, haubannage), la longueur de la partie en encorbellement ne dépasse pas 30 à 50 mètres.

Il est cependant possible d'exécuter une travée plus importante sous réserve de construire le tablier à partir de ses deux extrémités (fig. 18).

Pendant le déplacement, les différentes sections du tablier et en particulier celles des deux premiers tronçons qui sont les plus sollicitées sont soumises à des flexions alternées ce qui nécessite une précontrainte provisoire centrée (par exemple câbles rectilignes au niveau des fibres supérieure et inférieure) dont une partie peut servir en phase définitive, le complément étant mis en place après (fig. 19).

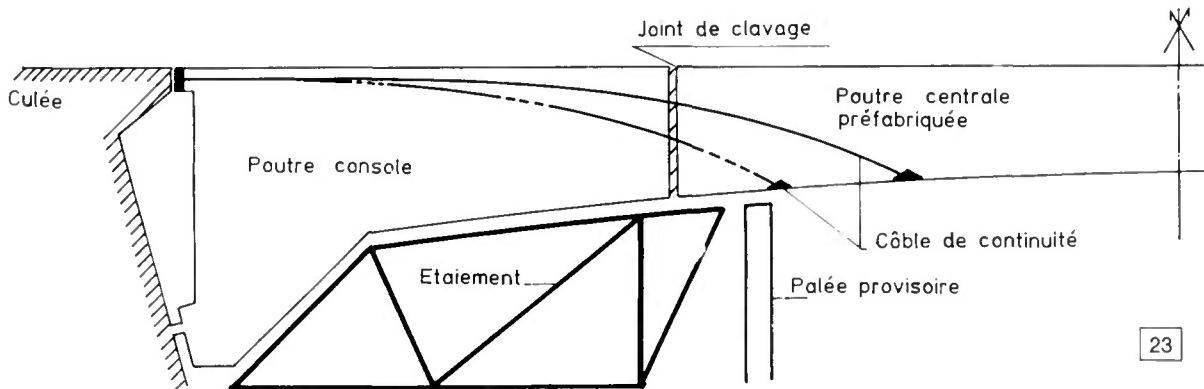
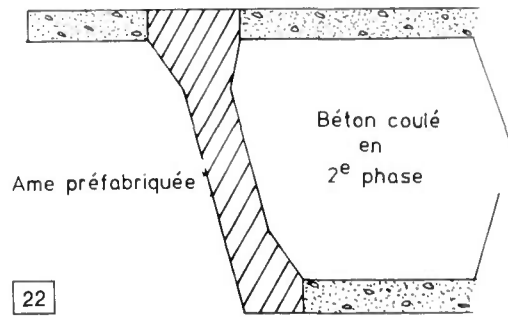
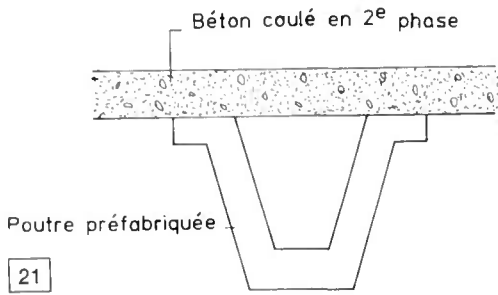
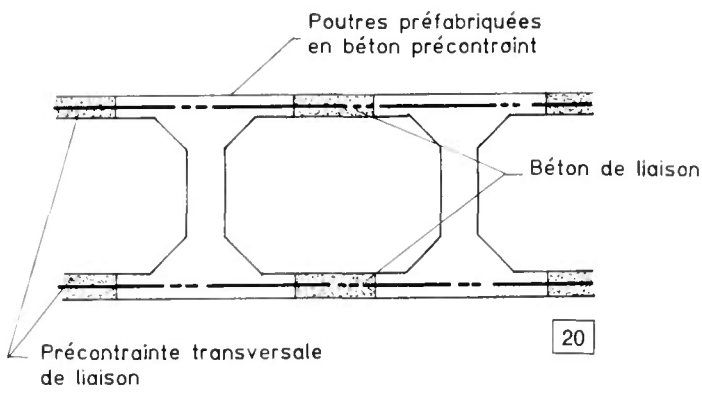
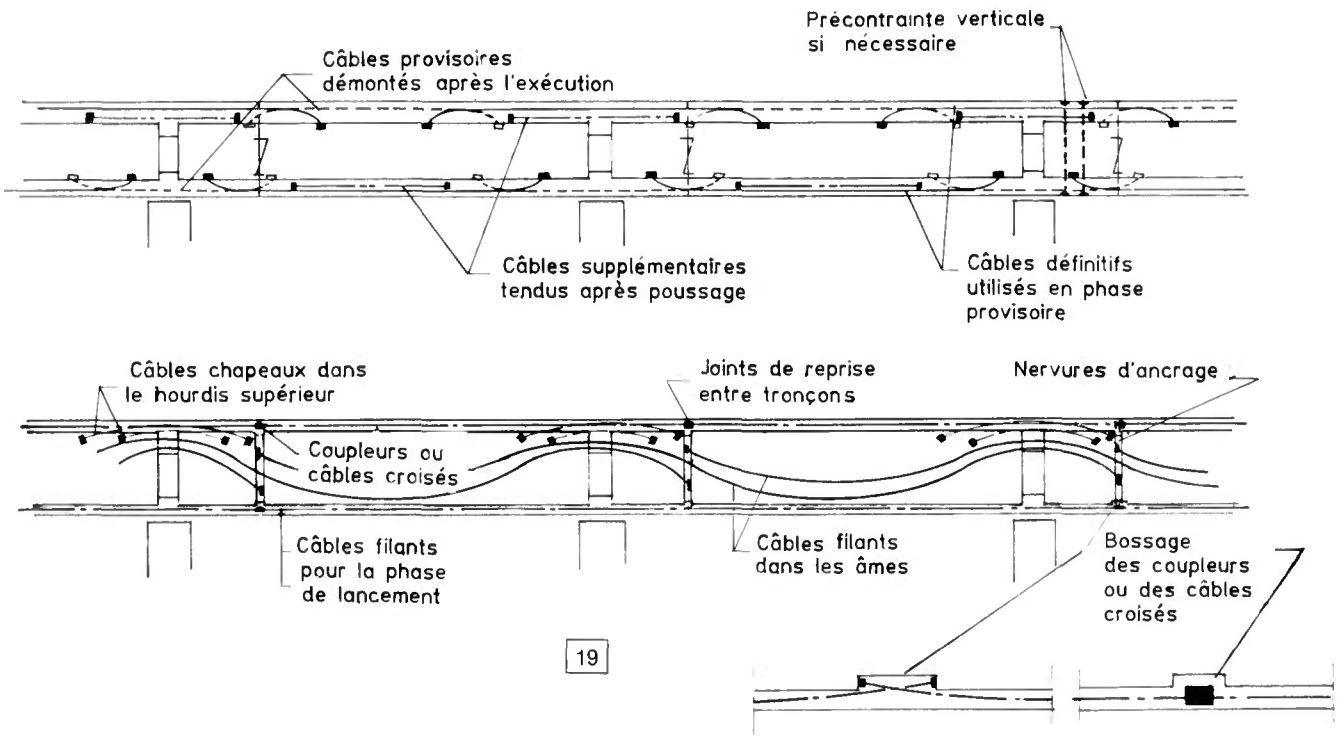
Dans le cas où le câblage est entièrement rectiligne, il est souvent nécessaire de mettre en œuvre une précontrainte verticale pour assurer la résistance à l'effort tranchant des âmes.

NOTA

Les remarques du paragraphe 3 s'appliquent également aux ouvrages poussés.

5 — AUTRES MÉTHODES DE CONSTRUCTION

Il existe bien d'autres modes d'exécution, en particulier ceux qui font appel à des éléments préfabriqués qui sont posés ou lancés et ensuite liés entre eux pour former des poutres-caissons (fig. 20-21 et 22-23).



ANNEXE 7

QUELQUES MÉTHODES USUELLES DE RÉPARATION

Cette annexe 7 traduit l'état des connaissances actuelles (1983) et décrit les techniques utilisées jusqu'à présent. Bien que ces techniques soient le fruit d'une certaine expérience, des erreurs ont pu cependant être commises. Il est donc nécessaire :

- de ne pas considérer les méthodes de réparation comme des techniques éprouvées ;
- d'assurer une surveillance spécifique des ouvrages réparés ;
- de faire remonter les informations dans le cas où des désordres seraient constatés sur des ouvrages renforcés.

1 — PRÉCONTRAÎTE LONGITUDINALE ADDITIONNELLE

1.1 — Objectif - Dimensionnement

La précontrainte longitudinale additionnelle est utilisée pour réparer des tabliers dont la résistance à la flexion générale est insuffisante. Cette insuffisance se manifeste couramment par une fissuration transversale des tabliers, qui affecte la partie inférieure des poutres et remonte plus ou moins haut dans les âmes.

Les principes qui doivent présider au dimensionnement de cette précontrainte sont exposés au chapitre 6 (alinéa 6.2.1.4 du texte) et ne sont pas développés ici ; cependant quelques hypothèses usuelles sont notées. Il est toutefois rappelé que l'objectif de cette réparation est de recomprimer effectivement la partie inférieure des poutres, qui a été décomprimée puis fissurée ; pour cela il convient de trouver un dimensionnement qui tienne compte au mieux des résultats, parfois contradictoires, des opérations d'auscultation et des notes de calculs ; enfin les effets secondaires, parfois néfastes, de la réparation doivent également être pris en compte et ne doivent pas créer de nouveaux désordres.

Les efforts de compression à ajouter dans l'ouvrage sont déterminés de façon à lui permettre de supporter les actions réglementaires :

- sans qu'il en résulte de traction, dans aucun cas de charge (ouvrages ressortissant à l'IP1) ;
- sans que les compressions soient excessives.

Le calcul est effectué en tenant compte du fait que la contrainte normale est nulle dans les zones où les fissures traduisent la décompression, et en faisant l'hypothèse qu'après injection des fissures, la structure est supposée fonctionner comme une structure monolithique, suivant les règles habituelles du béton précontraint. Cette hypothèse est, dans certains cas, trop optimiste : l'expérience a montré que la précontrainte passe préférentiellement dans les parties saines des sections droites, et que les parties fissurées injectées sont moins comprimées que prévu.

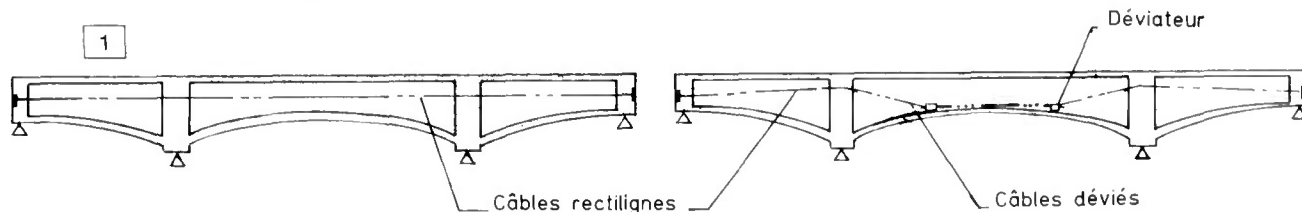
1.2 — Tracé du câblage additionnel

Suivant le problème posé, deux types de tracés de câblages peuvent être adoptés (fig. 1) :

- tracé rectiligne,
- tracé polygonal.

Le premier type, simple et facile à mettre en œuvre, présente « une mauvaise efficacité » et n'améliore que très peu la résistance au cisaillement. L'autre type, plus satisfaisant sur le plan mécanique, nécessite la construction de déviateurs, ce qui a pour inconvénient d'augmenter les pertes de précontrainte.

Dans les deux cas, il est nécessaire de prévoir des points de fixation suffisamment rapprochés et rigides, les uns pour éviter l'instabilité élastique (flambement) d'ensemble du tablier et les autres pour éviter la mise en résonance des câbles si la période propre de la structure sous la circulation est proche de celle des câbles. Ces points de fixation empêchent également le fouettement du câble en cas de rupture à la mise en tension.



1.3 — Dispositifs d'ancrage des câbles

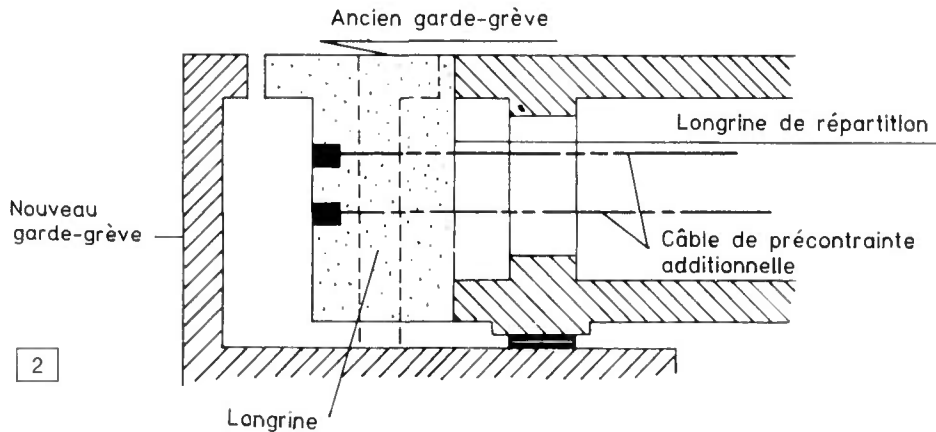
Les trois types suivants sont habituellement utilisés :

- longrines construites aux extrémités du tablier,
- bossages d'ancrage cloués sur les âmes ou les hourdis,
- appui sur les entretoises existantes.

1.3.1 — Longrines d'extrémité (fig. 2)

Cette technique consiste à construire une pièce massive en béton armé ou précontraint aux bouts du tablier, sur laquelle viennent s'ancrer les câbles.

Cette solution présente l'avantage d'éliminer pratiquement tout effort concentré local sur la structure existante (la diffusion est assurée par la longrine), elle permet donc d'ancrer des câbles de forte puissance. Elle présente l'inconvénient de prolonger tous les câbles dans les travées de rives ce qui n'est pas toujours nécessaire ; en outre, elle n'est pas toujours facilement réalisable (cas des culées creuses, coupures de circulation, fissuration du joint entre la longrine et le tablier par retrait, effets thermiques, tablier très biais...), et, dans certains cas, est peu économique.

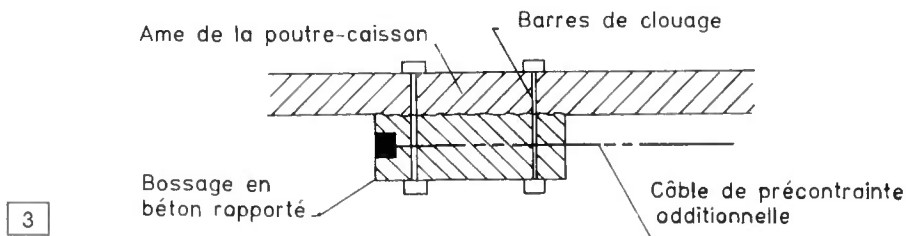


1.3.2 — Bossages d'ancrage (fig. 3)

Cette technique consiste à clouer un bossage (en béton armé ou en acier) par précontrainte sur la structure existante et à y ancrer un câble.

Cette solution présente l'avantage de permettre une bonne répartition de la précontrainte en fonction des efforts à reprendre. Elle présente, par contre, l'inconvénient de faire subir à la structure des efforts locaux importants dus à la diffusion de la précontrainte (flexion, cisaillement, entraînement), lesquels viennent se superposer aux états de contrainte existants, qui sont d'ailleurs plus ou moins connus. De plus, *la réalisation au moyen d'unités de très courte longueur d'efforts de clouage* qui doivent être supérieures à l'effort développé par le câble longitudinal ancré (sécurité au glissement) est *extrêmement délicate*. C'est ainsi que la moindre imprécision dans le blocage de ces dispositifs entraîne une perte d'effort de clouage incontrôlable, pouvant se révéler très dangereuse pour la stabilité du bossage. Il y a donc lieu de se préoccuper :

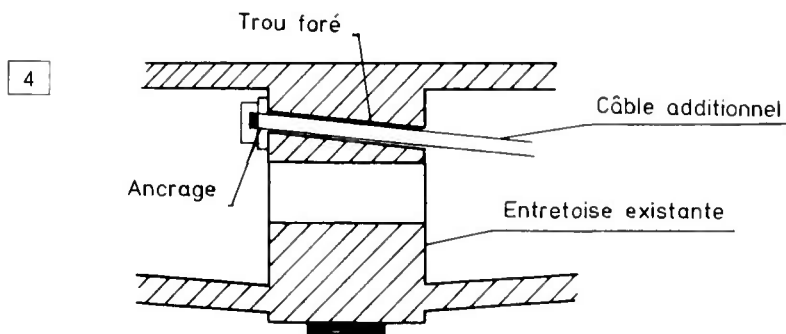
- de la méthodologie à adopter pour réduire les pertes par défaut de calage des ancrages lors des opérations de mise en tension ;
- de la distribution de l'effort d'ancrage sur la longueur totale d'un bossage (transmission de la précontrainte du bossage à la structure) ;
- du traitement de la surface de reprise entre le bossage d'ancrage et la structure, et du coefficient de frottement qui en résulte ;
- de la valeur du coefficient de frottement entre le mortier de calage et le bossage si celui-ci est métallique ;
- du rapport entre l'effort de clouage et l'effort développé par le ou les câbles ancrés.



1.3.3 — Entretoises existantes (fig. 4)

Cette technique consiste, après implantation convenable, à forer au travers de l'entretoise des trous permettant le passage des câbles de précontrainte de renfort, qui sont alors ancrés sur celle-ci.

Cette solution présente, un peu comme celle des longrines d'extrémité, l'avantage de réduire les efforts concentrés sur la structure existante, sous réserve que l'entretoise soit suffisamment résistante et suffisamment cousue au tablier. Dans le cas contraire, elle oblige à renforcer l'entretoise ou à substituer à celle-ci, par exemple, une structure métallique chargée de répartir au mieux les efforts d'ancrage.

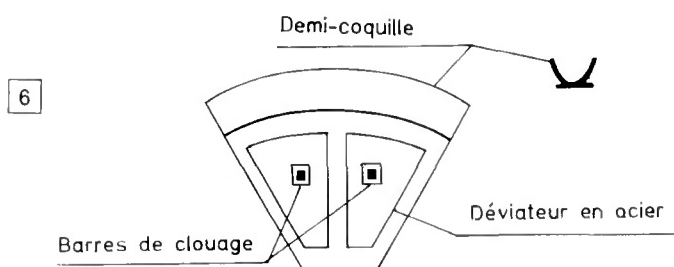
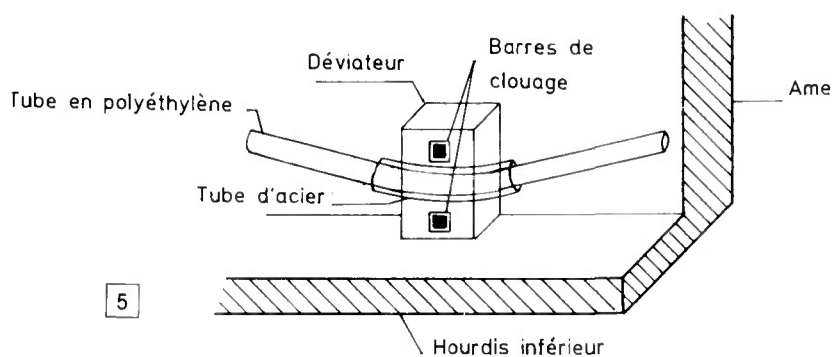


Il est à noter que les techniques actuelles de carottage au diamant permettent de forer des trous de l'ordre de 80 mm de diamètre sur des profondeurs de l'ordre de 2 à 3 m, avec un risque de déviation ne dépassant pas 1 à 2 cm par mètre linéaire de forage. Cette précision permet donc de prévoir des forages même dans une entretoise précontrainte, sous réserve qu'il soit possible de déterminer (par gammagraphie par exemple) la position réelle des câbles la traversant.

1.4 — Dispositifs de déviation du tracé des câbles (fig. 5 et 6)

Dans le cas d'un tracé polygonal, celui-ci est dévié par des pièces, appelées déviateurs, prenant appui sur la structure, et sur lesquelles s'appuient les câbles. Ces déviateurs doivent transmettre à la structure la poussée au vide des câbles ; ils peuvent être en béton armé ou en métal ; ils sont cloués de la même façon que les bossages, mais il faut toutefois préciser que les efforts de poussée au vide sont nettement moins importants que les efforts d'ancrage, et que l'accrochage est, de ce fait, plus simple.

Les déviateurs en béton sont traversés par des tubes rigides dans lesquels le câble et son conduit sont ensuite enfilés. Les déviateurs en acier ont la forme d'une selle d'inflexion sur laquelle s'appuie le câble et son conduit. L'inflexion du câble peut dans certains cas être obtenue après sa mise en tension, grâce à des déviateurs réglables, sous réserve que les déviations soient faibles.



1.5 — Fixation transversale des câbles

Les câbles étant situés à l'extérieur du béton, des risques d'instabilité élastique d'ensemble (flambement) peuvent se présenter, dans certaines conditions. Dans ce cas, il convient de prévoir des fixations transversales des câbles suffisamment résistantes pour s'opposer à ce risque.

Des fixations transversales, moins résistantes, peuvent être nécessaires également pour s'opposer à la mise en vibration des câbles, lorsque, compte tenu de leur longueur libre, ils risquent d'entrer en résonance avec la structure (cf. § 1.2).

1.6 — Injection des fissures

Le rôle de cette injection est de bloquer le mouvement relatif éventuel des lèvres des fissures. Ce rôle mécanique est extrêmement important, puisque le produit injecté doit assurer la bonne transmission des contraintes de compression résultant de la précontrainte additionnelle.

Cette phase de la réparation nécessite un certain nombre de précautions à divers niveaux :

- choix des produits,
- choix des techniques d'injection,
- choix de la période d'exécution (hors circulation et de préférence par des températures ambiantes au moins égales à 10 °C).

Pour obtenir un bon fonctionnement de la structure réparée, il est nécessaire que les fissures injectées ne risquent pas de se rouvrir, sous l'effet des gradients thermiques notamment, pendant le temps qui s'écoule entre l'injection et la mise en tension des câbles. Pour ce faire, deux techniques peuvent être utilisées :

- élimination des effets de l'ensoleillement par arrosage de la chaussée,
- compensation des variations d'ouverture par mise en place de charges selon un phasage prédéterminé.

Malgré ces précautions, la réussite complète de cette opération reste incertaine ; d'ailleurs, certaines fissures trop fines (ouverture inférieure à 0,2 ou 0,3 mm) ont la réputation de ne pas être injectables, et il est nécessaire :

- dans certains cas, de négliger complètement, dans les calculs, la participation de certaines zones fissurées ;
- de s'assurer, lors de la mise en tension, de la bonne transmission des efforts et des contraintes à travers les fissures injectées.

1.7 — Mise en tension des câbles additionnels

Cette opération doit être effectuée dès que les produits d'injection des fissures ont terminé leur polymérisation : il faut en effet éviter toute réouverture de fissure après injection. Rappelons qu'une dénivellation d'appui peut temporairement permettre d'attendre la mise en œuvre d'une précontrainte additionnelle.

Outre les contrôles d'usage (allongements, coefficients de transmission...) il faut s'assurer de l'efficacité de la précontrainte additionnelle, c'est-à-dire vérifier que la recompression souhaitée du hourdis inférieur est effectivement obtenue. Des mesures d'extensométrie pratiquées dans des sections droites, au voisinage immédiat des fissures injectées, et exploitées immédiatement sur le chantier (comparaison entre les déformations mesurées et les déformations calculées...), peuvent permettre cette vérification.

De plus, le même dispositif expérimental, utilisé au cours d'essais de chargement, permet de s'assurer de la non-réouverture des fissures et apporte ainsi la preuve que le tablier fonctionne de nouveau dans de bonnes conditions.

1.8 — Protection des câbles additionnels

Les câbles sont placés sous conduits et ceux-ci sont injectés avec des coulis à base de ciment.

Les conduits souples métalliques ondulés, trop fragiles, ne donnent pas satisfaction. Aussi, actuellement, seuls les conduits en polyéthylène et les conduits rigides en acier sont utilisés, souvent concurremment. La réalisation des raccords entre les tubes en matière plastique et les tubes acier peut poser quelques problèmes ⁽¹⁾.

D'autres solutions sont envisageables, (câbles galvanisés, conduits injectés à la graisse...) mais, jusqu'à présent, elles n'ont encore été que peu appliquées.

2 — ÉTRIERS ACTIFS ET INCLINAISON DES CÂBLES LONGITUDINAUX ADDITIONNELS

Le renforcement d'un ouvrage présentant une insuffisance de résistance à l'effort tranchant peut être réalisé :

- soit au moyen d'étriers actifs,
- soit par l'inclinaison de la précontrainte longitudinale additionnelle,
- soit en combinant les deux procédés à la fois.

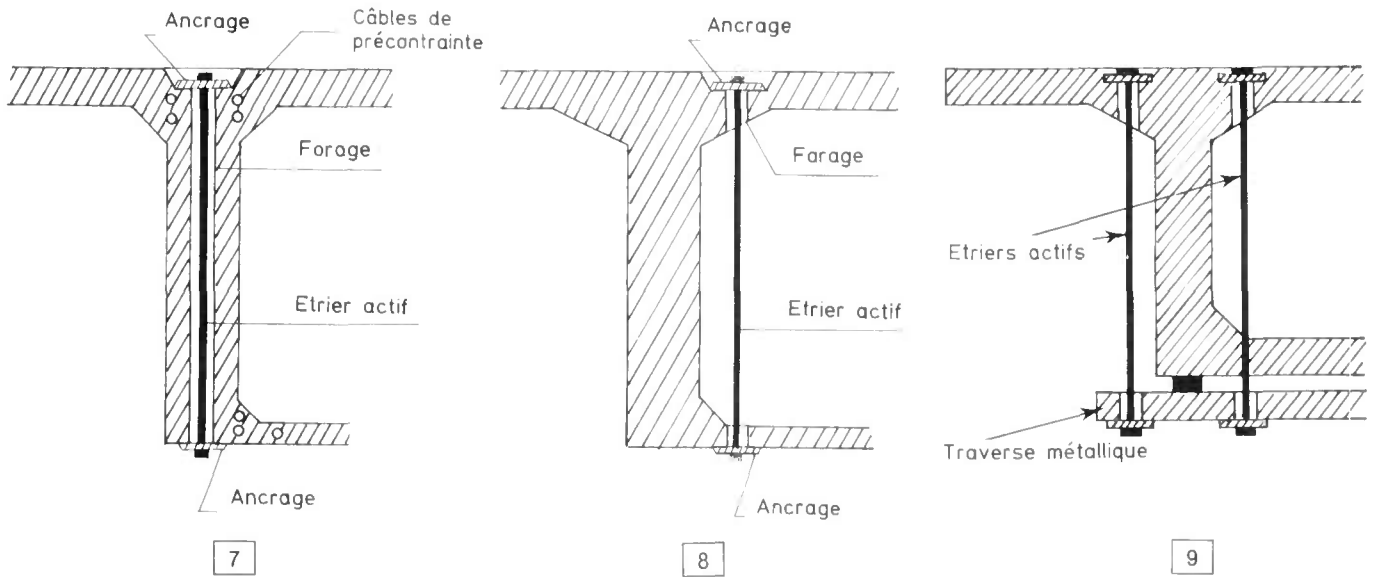
2.1 — Etriers actifs

Il s'agit de fils, barres ou monotorons de précontrainte, soit disposés à l'intérieur d'un forage réalisé sur toute la hauteur de l'âme (fig. 7), soit disposés au voisinage des âmes et ancrés dans les hourdis (fig. 8). Ces armatures doivent être suffisamment rapprochées pour assurer une compression uniforme des âmes. La première technique, très satisfaisante sur le plan théorique, présente les inconvénients suivants :

- elle nécessite la présence d'un ancrage immédiatement sous la chaussée,
- compte tenu des glissements d'ancrages rapportés à la faible longueur de l'armature, il est difficile d'obtenir sur chantier la précontrainte théorique,
- la réalisation du forage est toujours délicate et souvent impossible.

La deuxième technique, qui s'affranchit de la plupart des difficultés de forage, présente les mêmes inconvénients, des ancrages sous chaussées et des difficultés de mise en tension ; en outre elle engendre des efforts parasites dans les âmes et les hourdis (flexion, poinçonnement), et les armatures extérieures mal protégées sont exposées à la corrosion sous tension. Pour s'en affranchir, on peut disposer les étriers actifs de part et d'autre de l'âme, en les ancrant dans une traverse métallique qui prend appui sur le béton au droit du plan moyen de l'âme (fig. 9).

⁽¹⁾ Prévoir de véritables manchons pour canalisations sous pression ou noyer la jonction dans un bloc de béton armé ou enfin souder les conduits entre eux (technique possible pour les tubes en acier et en matière plastique).



2.2 — L'inclinaison des câbles longitudinaux additionnels

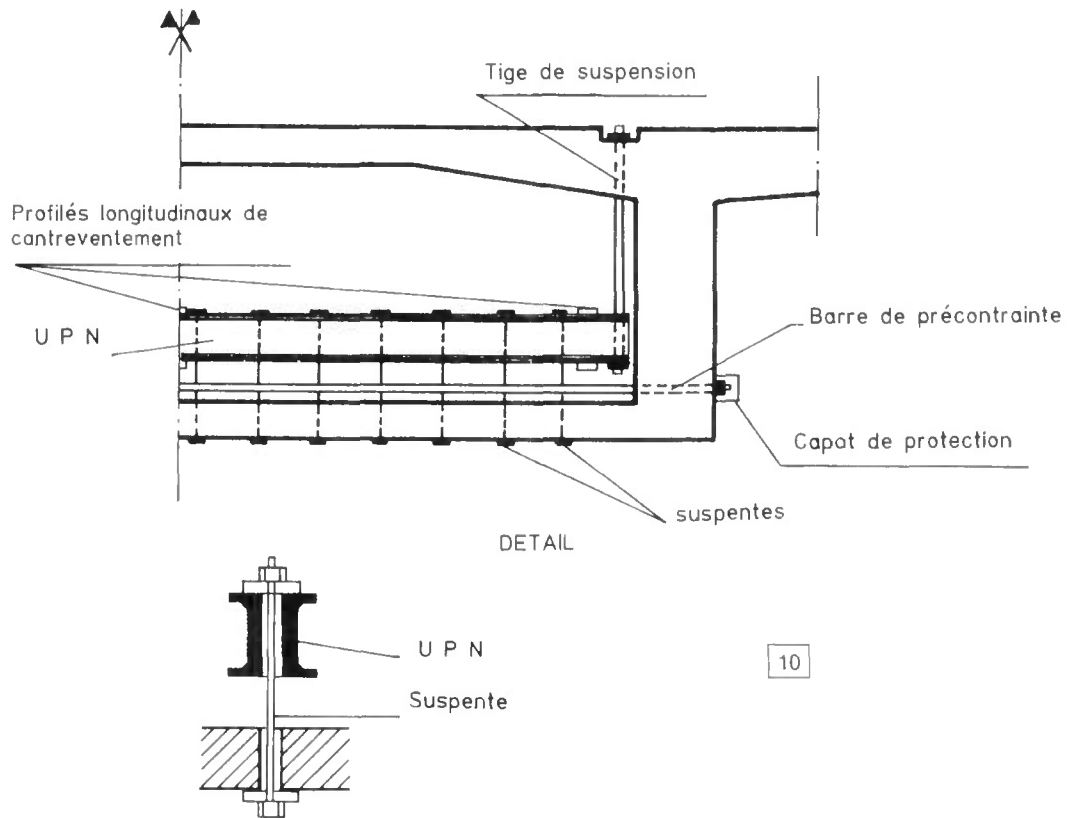
L'inclinaison des câbles longitudinaux est une solution élégante pour recomprimer les fissures inclinées, car elle s'affranchit de la plupart des inconvénients signalés ci-dessus. Cependant, son utilisation est limitée par les considérations suivantes :

- l'angle de relevage des câbles est forcément limité, sous peine de perte par frottement très importante ;
- la force de précontrainte ne doit pas être trop forte pour éviter d'engendrer des contraintes de compression excessives en section courante ;
- la hauteur de l'âme intéressée par la précontrainte est limitée, compte tenu de l'encombrement des déviateurs.

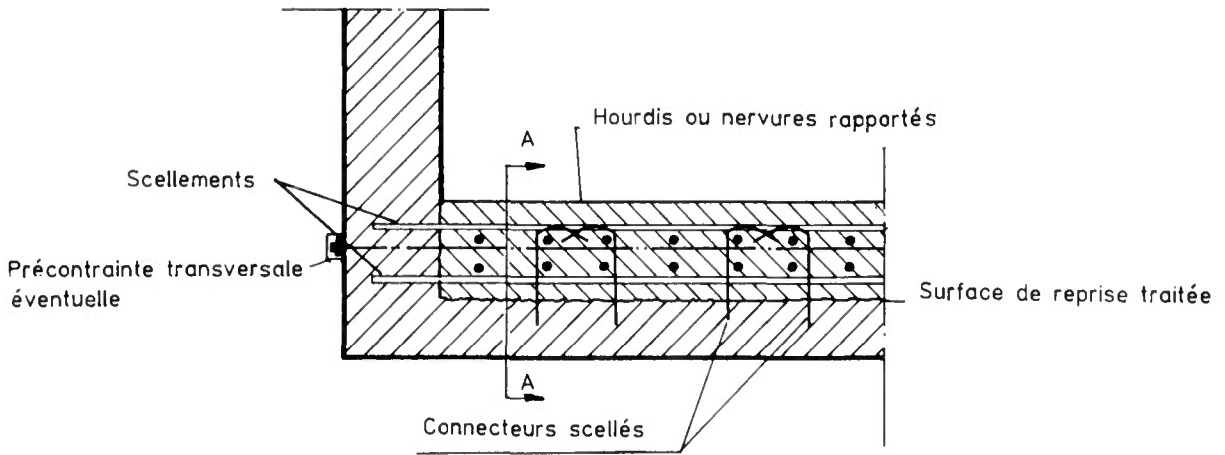
3 — RÉPARATION DES DÉSORDRES DUS À LA POUSSÉE AU VIDE

Diverses solutions peuvent être utilisées :

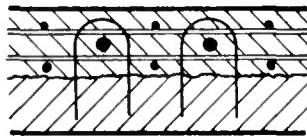
- soutien du hourdis pour un système de suspension accroché à la partie supérieure des âmes (fig. 10) ;



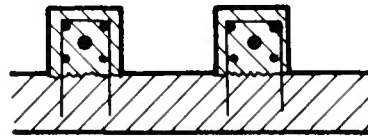
- construction de nervures ou d'un nouveau hourdis associés au précédent par collage et connecteurs (fig. 11) sous réserve que les âmes puissent reprendre les sollicitations qui se développent à leur jonction avec le hourdis.



COUPES A A



Hourdis rapporté



Nervures rapportées

*Réalisé par le LCPC, 58 boulevard Lefebvre, 75732 PARIS CEDEX 15
sous le numéro 502857 – Dépôt légal : décembre 1984.*

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement