

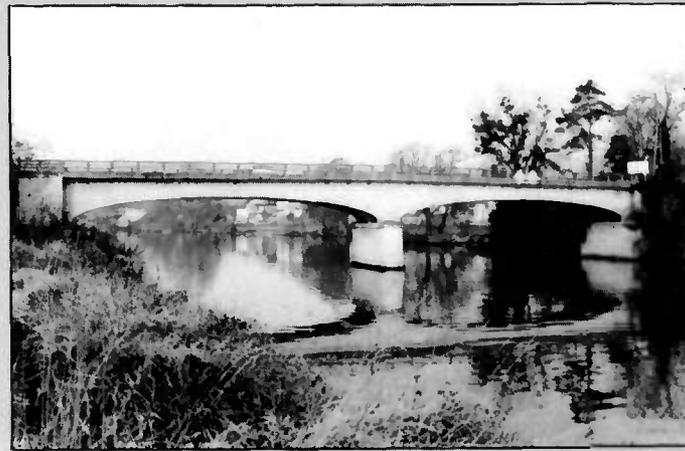
Ministère de l'Équipement, du Logement,
des Transports et de la Mer

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

FASCICULE **31**

DEUXIÈME PARTIE

Ponts en béton
non armé
et en béton armé



Page laissée blanche intentionnellement

Instruction technique du 19 octobre 1979

2^e PARTIE

DISPOSITIONS PARTICULIERES

FASCICULE **31**

Ponts en béton non armé et en béton armé

Septembre 1990

Document diffusé par

le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
58, boulevard Lefebvre - 75732 PARIS CEDEX 15
Service IST - Publications
Tél. : (1) 40.43.52.26
— Télécopieur : (1) 40.43.54.98
— Télex : Lcpari 200361 f

le Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
46, avenue Aristide Briand - 92223 BAGNEUX
Bureau de vente
Tél. : (1) 42.31.31.53 et (1) 42.31.31.55
— Télécopieur : (1) 42.31.31.69
— Télex : 260763 SETRA BAGNX

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. La liste de ces fascicules est la suivante :

Fasc. 01. Dossiers d'ouvrage.

Fasc. 02. Généralités sur 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. Équipements 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 Rhône.
- Les Centres d'études techniques de l'Équipement d'Aix-en-Provence, de Bordeaux, de Lille, de Lyon et de Rouen.
- La Direction régionale de l'Équipement d'Ile-de-France.
- 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.

Les rapporteurs du présent fascicule 31 (Ponts en béton non armé et en béton armé) sont MM. Lenoir, ITPE, chef de la division Ouvrages d'art de la Direction départementale de l'Équipement du Rhône et Rimboeuf, ITPE, chef de l'arrondissement Ouvrages d'art n° 2 de la division d'Exploitation et sécurité routières, études techniques (DESRET) à la DREIF (direction régionale de l'Équipement de l'Ile-de-France).

SOMMAIRE

CHAPITRE 1 - Champ d'application	7
CHAPITRE 2 - Généralités	7
2.1. Les matériaux	7
2.1.1. — Les constituants du béton hydraulique	8
2.1.2. — Le béton hydraulique	10
2.1.3. — Les armatures	15
2.1.4. — Le béton armé	17
2.2. Morphologie	19
2.2.1. — Les ponts-dalles	20
2.2.2. — Les ponts à poutres	23
2.2.3. — Les voûtes et arcs	27
2.2.4. — Les autres ouvrages en béton armé	32
2.3. Évolution des dispositions constructives	36
2.3.1. — Règles de bonne construction	36
2.3.2. — Les articulations en béton armé	37
2.4. Dossier d'ouvrage	40
CHAPITRE 3 — Notions sur les causes et la nature des désordres	41
3.1. Préambule	41
3.2. Causes des désordres	41
3.2.1. — Processus de dégradation des matériaux	41
3.2.2. — Insuffisances de l'ouvrage dès la construction	45
3.2.3. — Modification des conditions d'utilisation ou d'environnement - Défaut d'entretien	48
3.3. Manifestation des désordres	48
3.3.1. — La fissuration	48
3.3.2. — Les éclatements de béton	49
3.3.3. — Les défauts de surface	50
3.3.4. — Les défauts géométriques à grande échelle	50

3.4. Désordres spécifiques des différents types de structure	51
3.4.1. — Les ponts-dalles, cadres et portiques	51
3.4.2. — Les ponts à poutres	53
3.4.3. — Les ponts voûtes et les arcs en béton non armé ou armé	54
3.4.4. — Les ponts à poutrelles enrobées	56
CHAPITRE 4 — Surveillance	58
4.1. Généralités	58
4.2. La surveillance continue	58
4.3. La visite annuelle	59
4.4. L'inspection détaillée	59
CHAPITRE 5 — Entretien et réparation	60
5.1. Généralités	60
5.2. L'entretien courant	60
5.3. L'entretien spécialisé	60
5.4. La réparation	61
5.4.1. — Méthodologie	61
5.4.2. — Types de réparation et de renforcement usuels	61
ANNEXE 1 — Documentation. Bibliographique	64
ANNEXE 2 — Modèle de document signalétique	65
ANNEXE 3 — Modèle de procès-verbal de visite annuelle	68
ANNEXE 4 — Cadre de procès-verbal d'inspection détaillée périodique	72
ANNEXE 5 — Tableau des ciments	75
ANNEXE 6 — Ratios de matériaux dans les ponts	76

Page laissée blanche intentionnellement

CHAPITRE 1

Champ d'application

Les dispositions du présent fascicule sont applicables à tous les ponts en béton et en béton armé.

Elles peuvent être étendues à la surveillance et à l'entretien de toute partie en béton ou en béton armé d'un ouvrage visé par un autre fascicule, auquel il convient de se reporter pour les aspects spécifiques correspondants.

CHAPITRE 2

Généralités

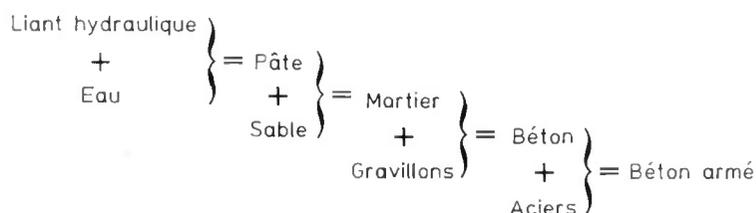
2.1 — LES MATÉRIAUX

Ce document ne saurait être un cours de matériaux.

Il constitue essentiellement, à l'occasion d'un survol rapide des propriétés du béton et de l'acier, un rappel chronologique de l'évolution de leurs qualités et de leur connaissance.

Les références historiques ci-après ne sauraient suffire pour juger de la qualité des matériaux et des modes de construction des ouvrages particuliers ; elles ne peuvent servir qu'à établir des présomptions qui seront à vérifier. En effet, les découvertes sur les propriétés des matériaux n'ont été diffusées que lentement ; *a contrario*, les règlements n'ont fait qu'entériner ou imposer certaines dispositions innovantes ou expérimentales déjà mises en œuvre.

Terminologie du béton armé



Granulats = Sable + Gravillons

2.1.1 – Les constituants du béton hydraulique

2.1.1.1 – Les liants hydrauliques

Ce sont des matériaux qui, mélangés à l'eau dans des proportions convenables, forment une pâte plastique qui se solidifie au bout d'un certain temps et durcit tant à l'air que dans l'eau.

Après la disparition du procédé de fabrication du ciment romain, le liant hydraulique utilisé a été la chaux. De nombreuses fondations anciennes ont été réalisées en béton de chaux hydraulique et les joints de maçonneries étaient constitués de mortier de chaux. Les études entreprises à la fin du XVIII^e siècle ont abouti, au début du XIX^e, à la connaissance du procédé de fabrication du ciment Portland que nous connaissons actuellement. Sa fabrication industrielle n'a commencé qu'au milieu du XIX^e siècle.

Le contrôle de la qualité des ciments est très ancien. Au début du siècle, le laboratoire de la Ville de Paris effectuait des contrôles de ciments. En 1902 était créée la Commission des chaux et ciments chargée de l'étude de l'aptitude des ciments aux travaux à la mer. Les laboratoires de la Commission étaient ceux de l'École des Ponts et Chaussées, de l'École des Mines, de Boulogne, la Rochelle et Marseille. Toutefois, seuls les ciments destinés à de grands chantiers étaient soumis à cette procédure. Dans les années 1940, avec la création de l'AFNOR, une normalisation des ciments est établie (1946, première norme et 1947, création de la marque **NF** et du label **NF-VP**). La norme actuelle est la **NF P 15-301**.

En 1978, la délivrance de la marque NF-VP tient compte du contrôle du laboratoire d'étude des matériaux de la Ville de Paris et des contrôles en usine effectués par les cimenteries. En ce qui concerne les ciments pour béton précontraint et pour travaux en mer ou en eau à forte teneur en sulfate, un agrément est prononcé par la COPLA (Commission interministérielle permanente des liants hydrauliques et des adjuvants du béton, créée en 1964).

Sous la dénomination de ciment, on peut trouver :

- le ciment Portland (artificiel) du nom de la pierre Portland dont la propriété hydraulique avait été étudiée au milieu du XVIII^e siècle par l'anglais Smeaton est un mélange de silicates et d'aluminates de calcium résultant de la combinaison de la chaux avec la silice, l'alumine et l'oxyde de fer. La chaux provient généralement de roches carbonatées (calcaire) et les autres éléments de l'argile. Calcaires et argiles extraits de carrières sont concassés, homogénéisés et cuits à haute température pour former le clinker qui est alors trempé et, enfin, finement broyé ;
- d'autres ciments, apparus depuis les années 1930 et utilisés couramment à partir des années 1950 afin de faire face à l'effort de reconstruction, dont :
 - les ciments au laitier qui sont obtenus par un mélange de laitier (résidu de la production des hauts-fourneaux) et de clinker. Suivant la proportion du laitier, leur nom est différent (CLK, CHF) ;
 - le ciment alumineux, précédemment connu sous le nom de ciment fondu, qui résulte de la cuisson de calcaire et de bauxite et contient au moins 30 % de sa masse en alumine ;
 - le ciment prompt (à prise rapide) qui résulte de la cuisson de roches à température modérée ;
 - enfin, les ciments Portland avec des constituants secondaires (pouzzolanes, cendres volantes, laitier, fines) contenant au moins 65 % de clinker, puis ultérieurement avec des ajouts (fines inertes).

Un tableau des ciments figure en annexe 5.

2.1.1.2 – Les granulats

Les granulats habituels sont un ensemble de fragments de roches d'origine naturelle (alluvionnaire ou résultant d'un concassage) qui, mélangés à la pâte du ciment, constituent le squelette du béton.

Ils sont généralement classés suivant leurs dimensions mesurées par des tamis (autrefois par des passoires *). On distingue :

- les fines, d'une dimension comparable à celle des grains de ciment et entrant parfois dans la composition des bétons afin d'améliorer leur compacité sans recourir à un dosage trop élevé de ciment ;
- les sables, classés en sables fins (0,08 à 0,315 mm), sables moyens (0,315 à 2 mm), sables gros (2 à 5 mm), et provenant généralement de roches siliceuses (les sables calcaires sont rarement assez durs pour obtenir un béton de bonne qualité). Leur qualité s'apprécie par la forme (les grains ronds sont les meilleurs), la dureté et la propreté des grains (ils doivent contenir un minimum d'impuretés telles que argile, matière organique, sels minéraux, etc.) ;
- les gravillons, souvent appelés autrefois graviers, d'une dimension comprise entre 5 et 25 mm, issus de roches siliceuses ou calcaires. Leur qualité s'apprécie par la forme (les gravillons cubiques sont les meilleurs), la dureté (la résistance à la compression de la roche d'origine doit être supérieure à 50 MPa), la porosité (qui doit être minimale pour éviter la détérioration par le gel) et la propreté des grains.

Les granulats, constituant le squelette du béton, doivent permettre d'obtenir une compacité maximale du béton. La caractéristique géométrique exprimant cette qualité est la granularité. Celle-ci, étudiée dès le début du xx^e siècle, est caractérisée par la « courbe granulométrique » qui représente les pourcentages cumulés en poids de grains passant dans un jeu de tamis.

Depuis les années 1970, les granulats artificiels légers ont été utilisés dans la construction de ponts, bien qu'ils soient connus depuis 1945 environ. Ils sont constitués essentiellement d'argiles, de schistes ou de laitiers expansés par chauffage. Ils se distinguent des granulats naturels étudiés ci-dessus par leur plus faible résistance et par leur plus forte porosité.

Pour mémoire, les granulats lourds, dont l'usage est peu fréquent en ouvrages d'art, sauf éventuellement pour des radiers en site aquatique ou pour réaliser des contrepoids, sont composés de roches à forte teneur en fer (pyrite de fer, magnétite) ou en baryum (barytine).

2.1.1.3 — Les adjuvants

Ce sont des produits destinés à améliorer certaines caractéristiques des bétons afin de répondre aux exigences technologiques et aux conditions particulières du chantier.

Leur mode d'action étant fonction d'un grand nombre de facteurs, ils peuvent donner des résultats très différents selon leur dosage, mais aussi selon la composition des autres constituants du béton.

Aussi, ne sauraient-ils constituer une solution improvisée à un béton mal étudié. Des essais dans les conditions réelles du chantier sont nécessaires.

Ils sont apparus sur le marché au début des années 1960. À partir de 1964, la COPLA a eu pour mission l'agrément de ces produits.

Les adjuvants faisant l'objet d'un agrément COPLA étaient :

- les accélérateurs de prise et de durcissement, sans chlore ;
- les retardateurs de prise et de durcissement ;
- les hydrofuges destinés à réduire la capillarité du béton ;
- les entraîneurs d'air destinés à améliorer la résistance au gel des bétons durcis ;
- les plastifiants-réducteurs d'eau destinés, à maniabilité constante, à réduire la teneur en eau du béton ;
- les antigélifs ;
- les produits de cure.

* Les dimensions données dans le texte sont conformes aux normes actuelles et sont exprimées en maille de tamis.

La première norme sur les adjuvants (**NF P 18-103**) fut publiée en 1972.

En 1978, le règlement technique de la COPLA ouvre les portes à un nouveau produit : le fluidifiant, qui, ne figurant pas dans les définitions de la norme **P 18-103**, a reçu l'appellation « d'ajout » du béton. Ces produits sont maintenant normalisés sous l'appellation « superplastifiants ».

En 1984, avec la parution de la nouvelle norme des adjuvants **NF P 18-103** et des normes de définition et de spécification pour chaque catégorie d'adjuvants, la COPLA se dessaisit de l'agrément des adjuvants normalisés. Ceux-ci font désormais l'objet d'une délivrance de la marque **NF**.

La COPLA est actuellement chargée de l'agrément de tout adjuvant non normalisé, des produits de cure et des adjuvants destinés aux coulis d'injection des conduits de précontrainte.

La marque **NF** concerne les adjuvants suivants :

- accélérateurs de prise,
- accélérateurs de durcissement,
- retardateurs de prise et de durcissement,
- hydrofuges de masse,
- réducteurs d'eau-plastifiants,
- fluidifiants,
- plastifiants (produits nouveaux),
- entraîneurs d'air.

2.1.2 — Le béton hydraulique

Les qualités fondamentales du béton sont :

- la consistance, appelée aussi maniabilité, qui mesure l'aptitude à la mise en œuvre du matériau ;
- la résistance à la compression, qui indique l'aptitude du béton durci à résister aux charges qui lui sont appliquées ;
- la durabilité, qui exprime l'aptitude à résister aux agressions du milieu extérieur.

D'autres qualités ont pu être demandées telles que la résistance aux produits agressifs, la résistance à la traction, une masse volumique faible ou élevée...

Le contrôle de la qualité des bétons s'est développé lentement. Certes, à la fin du XIX^e siècle, le Laboratoire de l'École des Ponts et Chaussées devenu LCPC et le Laboratoire de la Ville de Paris procédaient à des essais, mais leur objectif était la recherche. Leurs interventions en matière de contrôle commencent dans les années 1920, tout en restant limitées à la région Ile-de-France et aux chantiers importants. De même, le Laboratoire du Bâtiment et des Travaux publics, créé en 1933 (qui deviendra le CEBTP en 1953), reste orienté vers la recherche.

Jusqu'aux années 1940, les contrôles portaient essentiellement sur les constituants et le mode de fabrication. La résistance du produit fini n'était guère contrôlée que sur les grands chantiers.

Dans les années 1950, l'activité de ces organisations s'élargit au contrôle d'exécution. Ils sont relayés par les Laboratoires départementaux des Ponts et Chaussées devenus Laboratoires régionaux en 1954.

2.1.2.1 — Composition du béton

Appelée aussi « formule du béton », la composition du béton exprime la proportion de chacun des constituants.

Elle conditionne la résistance mécanique, la maniabilité et la compacité du béton. La compacité du béton durci est le facteur qui exprime l'aptitude du matériau à résister à la pénétration des produits agressifs. Plus le béton est compact (moins il y a de vides), mieux il résiste et plus il dure.

Au début du siècle, les compositions étaient le plus souvent empiriques et transposées du bâtiment. On trouve des dosages éloignés des dosages actuels (ex. : sable 800 l, gravillons 400 l, ciment 300 à 500 kg et rapport eau sur ciment en poids de 0,5 à 0,8). Certes, les publications de Féret (1906) traitaient de ce sujet et principalement de la granulométrie, mais leur application était réservée aux grands chantiers pour lesquels des études de composition étaient alors entreprises.

Il faut attendre les publications de Faury (1936), qui connurent une large diffusion, pour que la règle des 400 l/m³ de sable, 800 l/m³ de gravillons, 300 à 400 kg/m³ de ciment pour le béton armé, puis plus tard 350 à 450 pour le béton précontraint, et rapport poids d'eau sur poids de ciment voisin de 0,5, soit appliquée à toutes les fabrications.

Depuis les années 1960, de nombreuses règles de composition ont été formulées (cf. annexe 1), selon la destination du béton et la qualité particulière que l'on veut privilégier. Toutefois, leur application n'est pas garante du succès, si elles n'ont pas été adaptées aux qualités particulières de chacun des constituants par des études préalables à chaque fabrication.

2.1.2.2 — Fabrication des bétons

Très longtemps, la fabrication des bétons est restée manuelle et sur le lieu d'emploi. La faible production était généralement assortie d'un stockage limité des constituants avec, pour conséquence, un risque de variation de qualité des approvisionnements.

La bétonnière, connue au début du siècle, se répand vers 1920, mais dans le seul but d'améliorer le rendement car le malaxage restait empirique.

C'est seulement après 1945 qu'une fabrication rationnelle s'est répandue sur tous les chantiers ; le sac de ciment disparaît au profit des silos, les aires de stockages des granulats sont mécanisées et contrôlées et les paramètres du malaxage sont étudiés (fig. 1). C'est à la même époque qu'apparaissent les camions équipés d'une « toupie », qui vont permettre la création d'usines de fabrication de béton prêt à l'emploi.



Fig. 1. —
Centrale à béton
de chantier (SETRA).

La fabrication des bétons doit avoir fait l'objet de contrôles portant sur la qualité et sur le transport avant mise en œuvre. En effet, pour une même composition, les résultats peuvent être différents suivant le processus de fabrication et le soin apporté.

2.1.2.3 — Mise en œuvre des bétons

La propriété du béton qui a fait son succès, en dehors de son faible coût, est son aptitude au moulage. La mise en œuvre doit donc avoir eu pour effet le remplissage complet par un matériau homogène du volume délimité par le moule.

Le moule est généralement constitué d'un coffrage dont les qualités sont :

- la résistance aux poussées hydrostatiques produites par le béton avant la prise et le durcissement ;
- l'étanchéité à la laitance dont le défaut provoque une modification locale de composition, donc une modification des qualités du béton durci.

Très longtemps, les coffrages ont été réalisés uniquement en bois ; au début à base de planches et de madriers, et plus récemment en contreplaqué. Les coffrages métalliques, bien qu'utilisés dès les années 1930 pour le bâtiment, n'ont été développés dans les ponts que dans les années 1950. L'une et l'autre de ces techniques donnent de bons résultats dans la mesure où les règles d'emploi sont respectées.

Pour que le béton soit homogène dans le coffrage, il ne doit pas avoir été versé d'une trop grande hauteur (1 à 1,50 m est un maximum) (fig. 2a et b). En effet, la chute du béton provoque une ségrégation qui se manifeste par une forte concentration des gravillons en partie basse.

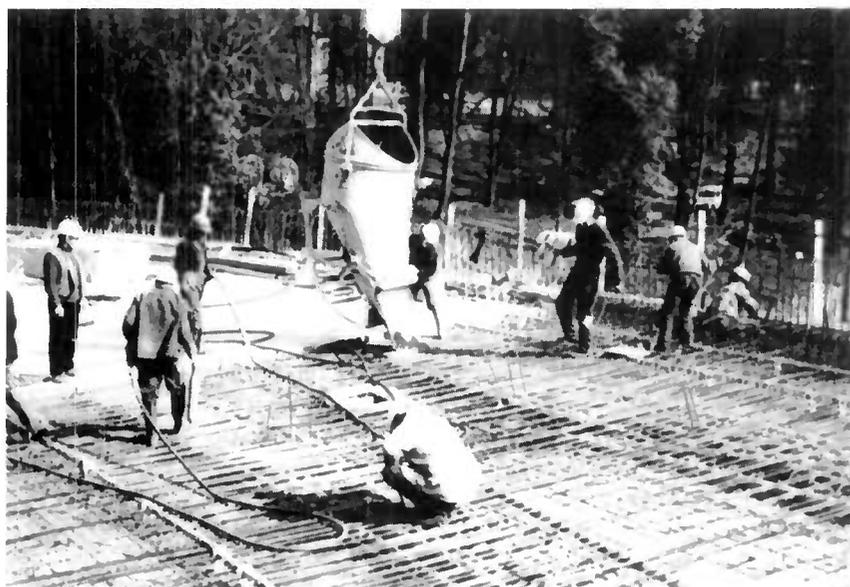
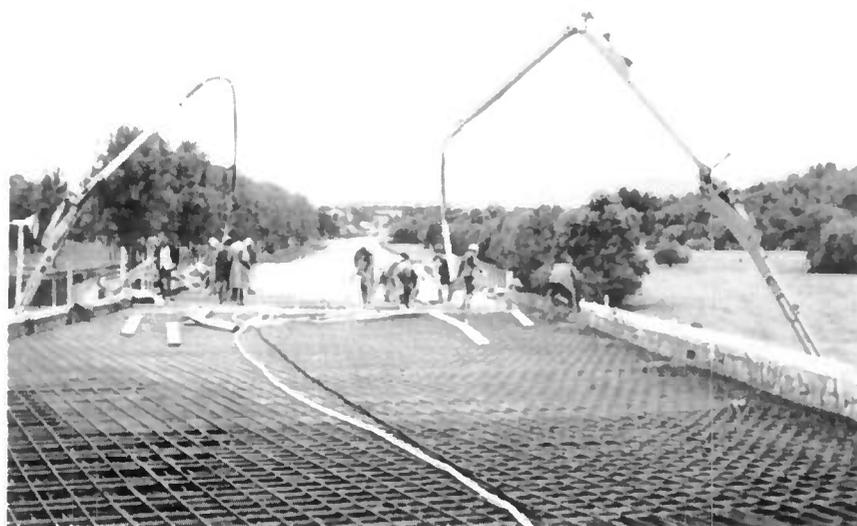


Fig. 2. —
Mise en place du béton (SETRA).
a — à la benne

b — à la pompe



Le serrage par vibration, pour assurer le remplissage complet du moule et la compacité maximale du béton, bien qu'expérimenté dès 1915 (Freyssinet l'a employé pour les ponts de Veudre et de Boutiron en utilisant des marteaux à mains) ne s'est développé que dans les années 1930 pour les grands chantiers. Il est devenu d'usage courant dans les années 1950 où l'apparition de bétons « secs » (à faible dosage en eau) a rendu son utilisation indispensable pour la mise en œuvre (fig. 3). C'est à cette époque que son utilisation a été rationalisée. En effet, une vibration bien réalisée améliore sensiblement la compacité et la résistance du béton, mais si elle est mal conduite, elle peut provoquer une ségrégation donc une diminution de qualité.

Il était procédé auparavant à un piquage et à un pilonnage manuels qui ne permettaient que d'obtenir un bon remplissage.



Fig. 3. —
Serrage du béton
par vibration (SETRA).

2.1.2.4 — Résistance mécanique du béton

La résistance à la compression est la principale caractéristique d'un béton. Elle se mesure par chargement jusqu'à rupture d'une éprouvette. Ce devrait être la caractéristique la mieux connue ; or, il n'en est rien.

En premier lieu, parler de résistance du béton n'est pas suffisamment précis. En effet, on distingue :

- la résistance réelle de *rupture* : valeur mesurée par un essai ;
- la résistance *moyenne* : moyenne des résistances réelles de rupture de plusieurs essais ;
- la résistance *nominale* : valeur requise au projet définie dans les règles BA 64 ; pour avoir une probabilité acceptable de respecter cette valeur, il faut que la majeure partie des résultats des essais lui soit supérieure ;
- la résistance *caractéristique* qui remplace, depuis 1973 pour le béton précontraint et 1979 pour tous les bétons, la résistance nominale,
- la résistance *limite* ou admissible : fraction de la résistance nominale ou caractéristique dont l'atteinte dans une section d'ouvrage est autorisée par le règlement de calcul employé.

Il faut donc rechercher la signification exacte des valeurs trouvées dans un dossier d'ouvrage.

En second lieu, la résistance réelle de rupture mesurée dépend pour un même béton des conditions de l'essai ; les principaux paramètres sont :

- l'âge du béton,
- les conditions de conservation de l'éprouvette (eau ou air)
- la forme et les dimensions de l'éprouvette,
- la vitesse de mise en compression...

Le tableau I indique les différentes valeurs normalement obtenues pour la résistance à la rupture en compression du béton, leur définition et l'évolution depuis le début du siècle.

Dans ces conditions, pour apprécier une valeur de résistance de béton, il faut prendre garde aux conditions de sa définition en se posant trois questions :

- quelle est la forme de l'éprouvette ? (des écarts de 10 à 20 % sont constatés) ;
- quel est l'âge du béton ? (la résistance à 90 j est de 15 à 20 % supérieure à celle à 28 j) ;
- est-ce une valeur moyenne, nominale ou caractéristique ?... (ici aussi des écarts de 10 à 15 % sont possibles).

TABLEAU I

Date	Nature de la valeur	Essais	Notation et âge	Dosage en ciment (kg/m ³)		
				300	350	400
				Résistance		
1906	Moyenne	Cube 20 × 20	R_{90} R_{28}	160 kg/cm ²	180 kg/cm ²	200 kg/cm ²
				107 kg/cm ²	120 kg/cm ²	133 kg/cm ²
1920	Moyenne	Cube 20 × 20	R_{90}	160 kg/cm ²	180 kg/cm ²	200 kg/cm ²
1934	Moyenne	Cube	R_{90}	215 kg/cm ²	235 kg/cm ²	250 kg/cm ²
1945	Moyenne de six éprouvettes	Prisme à base carrée : $b \times 4b$ $b = 71$ mm si $D \leq 25$ mm $b = 141$ mm si $25 < D \leq 50$ mm ou Cube : $b = 100$ mm si $D \leq 25$ mm $b = 141$ mm si $25 < D \leq 50$ mm $b = 200$ mm si $D > 50$ mm $D =$ dimension du plus gros granulats	n_{90}	230 kg/cm ²	255 kg/cm ²	285 kg/cm ²
1960	Nominale	Cylindres 16 × 32 cm Plus de 12 essais	σ'_{28}	230 bars	270 bars	300 bars
1980	Caractéristique	Cylindres 16 × 32 cm La valeur est fonction du nombre d'échantillons	f_{c28}	250 bars (25 MPa)	300 bars (30 MPa)	350 bars (35 MPa)

Nota : il ne faut pas déduire de ce tableau que les bétons en place ont automatiquement les résistances indiquées en fonction de l'époque de la construction.

Pour pouvoir estimer la résistance à la compression de bétons en place, il faut prélever des carottes qui sont soumises à une auscultation sonique et essayées jusqu'à rupture. Après cet étalonnage, on procède à des auscultations soniques en différents points de l'ouvrage, ce qui permet une estimation de la valeur moyenne de la résistance et de sa dispersion.

Un autre procédé, parfois proposé, consistant à mesurer le rebond d'une bille à l'aide d'un scléromètre, ne peut être considéré comme fiable, car les résultats, nécessairement dispersés par la nature de l'essai, sont fortement fonction de nombreux facteurs, parmi lesquels la qualité de la surface du béton. Ce procédé est à exclure.

Alors que la résistance à la compression du béton atteint des valeurs importantes, sa résistance à la traction reste faible. La mesure de cette grandeur donne des résultats très dispersés dépendant du mode d'essai et de la représentativité de l'éprouvette essayée : auparavant, la mesure se faisait par flexion d'un prisme ; actuellement, elle se fait par mise en compression d'une éprouvette cylindrique selon deux génératrices opposées (essai brésilien).

La difficulté de la mesure de cette grandeur a donc conduit la réglementation, dans le domaine des ouvrages d'art, à se contenter d'une valeur conventionnelle pour les besoins du calcul.

2.1.2.5 — Les autres caractéristiques du béton

a) Le module de déformation longitudinal

Il exprime le rapport entre la contrainte et la déformation d'une éprouvette de béton mise en compression. Du fait que la contrainte de compression n'est quasi proportionnelle à la déformation que pour les faibles valeurs, la réglementation a toujours donné une définition conventionnelle de ce module. Citons pour mémoire :

1906 : $E_b \approx \frac{E_a}{10}$	soit $2,2 \cdot 10^9$ kg/m ²	soit $\approx 2,2 \cdot 10^4$ Pa
1920 : $E_b = 2 \cdot 10^9$ kg/m ²		soit $\approx 2,0 \cdot 10^4$ MPa
1934 : $E_b = 2$ à $2,6 \cdot 10^5$ kg/cm ²		soit ≈ 2 à $2,6 \cdot 10^4$ MPa
1945 : $E_b = 18\,000 \sqrt{n_{90}}$ kg/cm ²	soit $\approx 2,8 \cdot 10^5$ kg/cm ²	soit $\approx 2,8 \cdot 10^4$ MPa
1960 : $E_b = 18\,000 \sqrt{\sigma'_{28}}$ kg/cm ²	soit $\approx 2,9 \cdot 10^5$ kg/cm ²	soit $\approx 2,9 \cdot 10^4$ MPa
1983 : $E_b = 11\,000^3 \sqrt{f_{c28}}$ MPa		soit $\approx 3,4 \cdot 10^4$ MPa

b) Le retrait

Dès la fin de la prise et en l'absence de tout effort appliqué, tout élément de béton voit ses dimensions diminuer. Il s'agit d'un phénomène naturel dû essentiellement à l'évaporation de l'eau excédentaire pour les réactions d'hydratation du ciment, mais nécessaire pour la maniabilité du béton. Si l'élément est conservé dans l'eau, le retrait ne s'effectue pas.

Ce raccourcissement est de l'ordre de 0,2 à 0,3 mm/m dans nos régions (il est plus fort dans les régions sèches : 0,4 à 0,5). Il se produit pendant les premières années et se stabilise progressivement pour devenir inappréciable au bout de cinq ans environ. Il est d'autant plus rapide que les pièces sont moins épaisses.

Il a été observé depuis longtemps, et chaque règlement depuis 1934 a repris les valeurs de raccourcissement relatif de 3.10^{-4} dans le sud de la France et 2.10^{-4} dans les autres régions.

Ce phénomène n'est pas gênant en soi car, avec les valeurs indiquées ci-dessus, une pièce de 10 m de longueur se raccourcit de 2 à 3 mm ; mais si cette déformation ne se fait pas librement, elle entraîne une mise en traction du béton qui, comme il a été dit, résiste mal à ce type d'effort. Cela se traduit par l'apparition de fissures. C'est le cas :

- lorsque l'on place des armatures dans le béton qui s'opposent à un raccourcissement ; c'est donc un phénomène général en béton armé ;
- lorsque, dans une construction, deux éléments solidaires ne sont pas réalisés simultanément. Le premier a déjà effectué une part de son retrait lorsque l'on réalise le second ; en conséquence, ils vont avoir des déformations différentes et le second ne peut se raccourcir librement : c'est le phénomène appelé « retrait différentiel ». Il apparaît aussi dans les pièces d'épaisseur variable.

c) Le fluage

Lorsque l'on applique une compression sur un élément de béton, il se raccourcit. Ce raccourcissement est dit instantané, pour le différencier du raccourcissement qui se produit si la compression est maintenue longtemps et qui est désigné par le terme de fluage.

Le fluage est lié à l'évaporation de l'eau de gâchage en excès. C'est donc un phénomène qui se cumule avec le retrait et devient normalement négligeable au bout d'un certain temps (cinq à dix ans). Le raccourcissement final dépend de l'intensité de la compression appliquée, et est de l'ordre de trois fois le raccourcissement instantané.

Hormis le cas des pièces fortement comprimées, les déformations dues au fluage ne sont généralement pas prises en compte dans les calculs de béton armé (par contre, elles doivent être prises en compte dans les calculs de béton précontraint).

d) La dilatation thermique

Sous l'effet des variations de température, le béton se dilate ou se raccourcit. Son coefficient de dilatation, généralement pris égal à $1.10^{-5}/^{\circ}\text{C}$, est compris entre 0,8 et $1,2.10^{-5}/^{\circ}\text{C}$. Lorsque ces déformations sont gênées, elles entraînent des efforts supplémentaires dans les structures. La prise en compte de ce phénomène remonte au règlement de 1906.

2.1.3 — Les armatures

Dans la seconde moitié du XIX^e siècle, les premières constructions en **ciment armé*** utilisaient le fer. Mais, suivant les progrès que les sidérurgistes réalisaient pour la construction métallique, l'acier a été rapidement utilisé. Les armatures étaient alors de formes diverses (en T, en U, fers plats, etc.) et la distinction entre béton armé et métal enrobé n'était pas très nette. Ce n'est que dans les vingt dernières années du XIX^e siècle que les armatures cylindriques (ronds à béton) se sont répandues, sans toutefois être les seules utilisées car les règlements de 1906 et de 1934 laissent la possibilité d'employer des armatures de formes diverses.

* Terme utilisé à l'époque pour désigner l'association de fer puis d'acier à du mortier ou du béton. Le terme de béton armé n'apparaît que vers 1890, il est adopté par le règlement de 1906.

Dans la première moitié du xx^e siècle, c'est l'acier doux en barre lisse qui a été essentiellement utilisé. Il faut attendre les règles de 1948 dites « ronds n° 40 – 60 » pour le bâtiment et le règlement de 1960 pour les travaux publics pour que simultanément soient utilisés des aciers à haute résistance en *barres à haute adhérence*.

Le contrôle de la qualité des armatures tel que nous le connaissons actuellement est récent (réception en usine par les Laboratoires des Ponts et Chaussées en 1965 et instauration de la *vérification du contrôle en usine* (VCU) en 1971).

Auparavant, le contrôle de réception à l'initiative du maître d'œuvre était fait selon les modalités du fascicule 4 du Cahier des prescriptions communes (CPC), et antérieurement selon les règles du Cahier des charges générales ou encore selon les prescriptions du règlement de 1906.

Au début du siècle, les barres rondes se présentaient sous pratiquement tous les diamètres de 1 à 40 mm. Vers 1920, les diamètres commerciaux sont limités à 3 - 4 - 5 - 6 - 8 - 10 - 12 - 16 - 20 - 22 - 25 - 28 - 30 - 32 - 40 et 50 mm. En 1940, la norme A 257 ces diamètres aux valeurs actuelles (6 - 8 - 10 - 12 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40 mm).

2.1.3.1 – Les armatures lisses

Les premières armatures utilisées furent en fer. Leurs caractéristiques étaient les suivantes :

- résistance à la rupture : 32 à 35 kg/mm²,
- allongement à la rupture : 8 à 10 %,
- limite de traction : 10 à 12 kg/mm² (contrainte admissible).

Elles ont été rapidement remplacées par des armatures en acier doux dont les caractéristiques ont évolué de la façon suivante :

Date	Résistance à la rupture	Allongement à la rupture	Limite d'élasticité
1906	42 à 50 kg/mm ²	20 à 24 %	≥25 kg/mm ²
1934	42 kg/mm ²	25 %	24 kg/mm ²
1945	Les aciers doux sont normalisés et les valeurs de 1934 ont été conservées par la norme (NFA.....), qui a, en outre, défini différentes autres nuances.		
Il est à noter qu'entre 1945 et 1955, on a utilisé comme armatures des aciers de provenances et de caractéristiques extrêmement variées, selon les possibilités d'approvisionnement.			

2.1.3.2 – Les armatures à haute adhérence

Bien que connues dès la fin du xix^e siècle *, ces armatures, dites aussi crénelées, ne se sont répandues en France qu'avec l'édition des règles de 1948 dites « ronds n° 40 – 60 » (à limite élastique supérieure à 40 kg/mm²). La raison en est que l'amélioration de la seule adhérence ne donnait que de faibles avantages (longueur de scellement plus courte, etc.). Il a fallu attendre que la qualité des aciers s'améliore afin qu'ils puissent résister à une transmission d'effort plus importante. Ces aciers présentent des caractéristiques comparables aux caractéristiques actuelles.

Les propriétés de ces armatures peuvent être retrouvées à partir des circulaires et arrêtés d'agrément en vigueur lors de la construction d'un ouvrage.

Les règles précitées portaient aussi sur des armatures lisses à haute résistance, qui n'ont pas connu un grand emploi car leur faible adhérence était un inconvénient.

Les armatures à haute adhérence n'ont pas totalement remplacé les armatures lisses en acier doux dont certaines qualités, telles que la possibilité de dépliage, restent un avantage.

* Le premier brevet date de 1878 aux États-Unis ; en Europe, de nouveaux brevets furent déposés entre 1920 et 1940.

2.1.4 — Le béton armé

Le béton résiste bien à la compression mais faiblement à la traction, alors que l'acier résiste bien à la traction. Le béton armé est donc un matériau formé par l'association de béton et de barres d'acier (armatures) disposées de façon à utiliser au mieux les propriétés respectives de chacun : le béton assure la résistance des zones comprimées et l'acier assure la résistance des zones tendues. Mais pour parler d'un nouveau matériau il a fallu attendre un demi-siècle que la propriété d'adhérence soit mise en évidence et étudiée. En effet, jusqu'à la fin du XIX^e siècle, l'association du béton au fer ou à l'acier visait soit à protéger le métal de la corrosion, soit à augmenter la résistance au feu des structures métalliques.

2.1.4.1 — L'adhérence

Si l'on soumet à un effort de traction une barre dont une partie est noyée dans du béton, celle-ci ne sort du béton que lorsque l'effort de traction atteint une certaine valeur. Cela veut dire que, en dessous d'un certain seuil, l'effort de traction sur la barre est équilibré par des forces de contact entre l'acier et le béton : il se transmet au béton au niveau de sa surface et est équilibré par la création de bielles de béton comprimé. Cette propriété fait que le béton, qui reçoit généralement les efforts extérieurs, peut les transmettre aux aciers ; les deux matériaux se déforment simultanément.

Les différents facteurs qui influent sur l'adhérence sont :

- l'état des surfaces et la forme de la barre,
- la résistance du béton,
- l'enrobage de la barre,
- le groupage des barres.

Il est ainsi possible de sceller par adhérence une armature en la prolongeant d'une certaine longueur dans une zone de béton non soumise à la traction : c'est la *longueur d'ancrage*. Cette longueur est proportionnelle à l'effort de traction de l'armature et, pour l'effort maximal admissible, à son diamètre.

Lorsque la longueur de la zone de béton non soumise à la traction est inférieure à la longueur d'ancrage, il faut alors recourir à un ancrage par courbure. Cette disposition a été mise en œuvre dès la fin du XIX^e siècle.

Enfin, lorsque pour des raisons de fabrication, de transport ou d'exécution, les armatures ont une longueur inférieure à celle de la zone de la pièce soumise à la traction, l'adhérence permet de faire transiter d'une armature à une autre l'effort de traction ; il faut alors qu'elles aient une *longueur de recouvrement* permettant leur ancrage réciproque.

2.1.4.2 — Le frettage du béton par les armatures

Dès la fin du XIX^e siècle, il était apparu que, dans les pièces comprimées, la solution de mettre des armatures dans la direction des efforts n'était pas satisfaisante. En effet, le béton comprimé voit sa section augmenter et ce gonflement entraîne une fissuration dans le sens de la compression qui désorganise la pièce. C'est à Considère qu'il revient d'avoir eu l'idée de disposer les armatures à la périphérie des pièces de façon qu'elles s'opposent au gonflement : c'est le frettage.

Dans les années 1900, des essais de laboratoire montrèrent que, grâce au frettage, la résistance à la rupture d'une éprouvette pouvait être multipliée par quatre.

Les applications de ce principe furent nombreuses pour les poteaux, les pieux et même certains arcs qui ne comportent que des armatures transversales. Il a été utilisé aussi pour les zones des pièces où sont appliqués des efforts importants.

2.1.4.3 — Dilatation des matériaux

Le béton armé n'a pu avoir les développements qu'il a connus que par un hasard naturel, à savoir que les coefficients de dilatation des matériaux acier et béton sont très voisins.

2.1.4.4 — Principes de fonctionnement du béton armé

Les principes de fonctionnement du béton armé peuvent se décomposer en trois modes élémentaires :

— **Traction simple** (fig. 4) : cas d'une pièce en béton armé soumise, à une extrémité, à une force de traction équilibrée par une réaction sur la face opposée. Le béton est mis en traction, mais en raison de sa fragilité vis-à-vis de cette sollicitation, il se fissure. Il transmet par adhérence l'effort de traction aux armatures ;

— **Compression simple** (fig. 5) : cas d'un poteau sur lequel est appliquée une charge équilibrée par la réaction de la fondation. Toute section horizontale de béton est ainsi soumise en principe à une compression uniforme. La présence d'armatures (fig. 5a) fait que, par adhérence, celles-ci sont aussi comprimées. Mais une pièce en béton comprimé subit un gonflement perpendiculairement aux forces de compression (*cf.* § 2.1.4.2) qui produit une traction à l'intérieur du béton et provoque une fissuration parallèle à ces forces, que les armatures telles que disposées sur la figure 5a ne peuvent éviter. Une telle disposition est même néfaste. La solution, pour limiter la fissuration et augmenter la résistance de la pièce, est de disposer des cadres entourant les armatures précédentes (fig. 5b). L'absence ou la corrosion de ces cadres rend la pièce fragile ;



Fig. 4. — Traction simple.

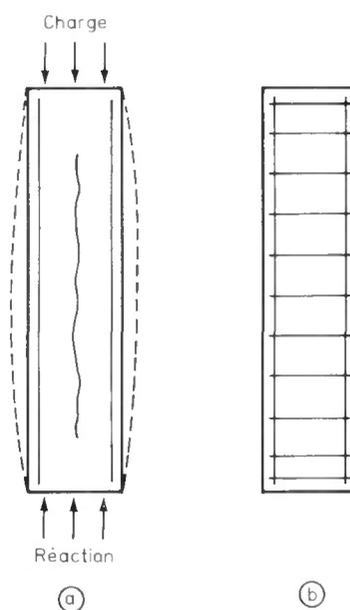


Fig. 5. — Compression simple.

— **Flexion** (fig. 6) : cas des pièces soumises simultanément à des compressions et des tractions. Ainsi, une poutre posée entre deux appuis se déforme sous l'effet de son poids et des charges appliquées. La déformation est celle de la figure 6. Cette pièce n'étant soumise à aucun effort de compression ou de traction garde sa longueur moyenne égale à $\theta \times r_2$ (à mi-hauteur pour une section rectangulaire). Mais la face supérieure a une longueur égale à $\theta \times r_1$ qui est inférieure à $\theta \times r_2$; elle s'est raccourcie, donc elle subit une compression. La face inférieure a une longueur égale à $\theta \times r_3$ qui est supérieure à $\theta \times r_2$; elle s'est allongée, donc elle subit une traction. Si cette poutre est en béton armé, les armatures doivent se trouver près de la face inférieure afin de résister à la traction, le béton de la partie supérieure résistant à la compression.

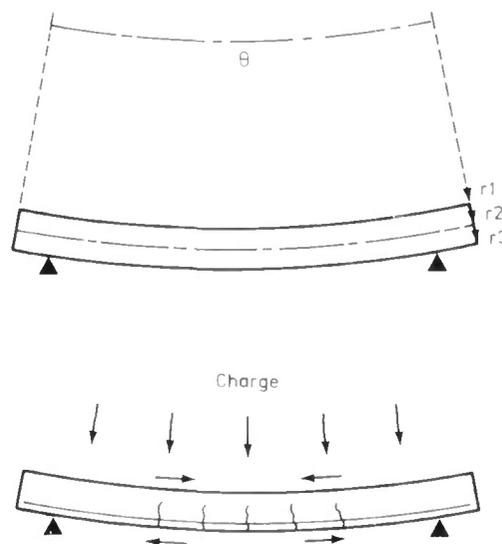


Fig. 6. — Flexion.

S'il y a des armatures en partie supérieure, elles sont comprimées ; il faut alors qu'il y ait des armatures transversales comme pour la compression simple.

L'existence de déformations différentes des divers plans de la pièce s'explique par la formation d'efforts internes. En effet, si l'on découpait par l'esprit la pièce en plans horizontaux séparés, ils glisseraient les uns par rapport aux autres sous l'effet des charges. Il faut donc qu'il y ait des efforts internes qui évitent ces glissements : c'est le cisaillement. Afin d'éviter la fissuration du béton par ces efforts, il faut disposer des armatures verticales appelées *étriers*.

2.1.4.5 — Fonctionnement des ouvrages en béton armé

Les trois modes élémentaires précédents se combinent dans les divers éléments constitutifs des ouvrages.

Ainsi, les fondations et appuis travaillent principalement en compression, mais sous l'effet du freinage des véhicules sur le tablier et pour les culées sous l'effet des poussées des remblais, il apparaît des flexions.

Les tabliers de ponts travaillent essentiellement en flexion. Pour les travées indépendantes, la face inférieure est tendue, c'est donc la zone où se développent les fissures. Par contre, pour les ouvrages continus, la face inférieure est tendue en travée, mais au voisinage des appuis, c'est la face supérieure qui est tendue ; donc, suivant la zone observée, les fissures seront en face inférieure ou supérieure. Sous l'effet des variations de température, il peut se développer des tractions ou compressions si les déformations du tablier sont gênées. Pour les autres structures, des indications sont données au paragraphe 2.2 — Morphologie.

Pour les modes de fonctionnement élémentaires et leurs combinaisons, des calculs théoriques permettent de déterminer les sections d'armatures nécessaires ; ce n'est toutefois pas suffisant pour obtenir un bon ouvrage. En effet, la façon dont cette section est réalisée (nombre d'armatures) et la disposition des scellements des barres influent sur le comportement des pièces. Par ailleurs, de bonnes dispositions constructives et des valeurs minimales de ferrailage, fruits de l'expérience, sont nécessaires pour assurer un fonctionnement correct des structures. Le chapitre 3 énumère les causes les plus habituelles de désordres dus à des défauts de conception et d'exécution des ouvrages. un spécialiste est éventuellement à consulter si le dossier d'ouvrage semble receler de telles déficiences.

2.2 — MORPHOLOGIE

La classification morphologique semble la plus adaptée aux actions de surveillance et d'entretien des ouvrages d'art. Mais elle doit être complétée par le matériau constitutif car, pour des ouvrages ou des éléments d'ouvrages semblables, on peut rencontrer :

- du béton non armé,
- du béton armé transversalement (au sens du fretage du § 2.1.4.2),
- du béton armé (au sens du § 2.1.4.4),
- du métal enrobé de béton.

En outre, pour la connaissance de chaque pont, il faut compléter la morphologie par des indications sur :

- *le mode de fonctionnement du tablier*. On distingue :
 - les travées indépendantes qui présentent un joint au droit de chaque appui (joint de structure qui n'est pas toujours visible sur la chaussée) ;
 - les travées continues qui n'en présentent pas, sauf pour les tabliers de grande longueur, qui peuvent alors être découpés en plusieurs tronçons de plusieurs travées ;
 - les cantilevers (fig. 7) qui présentent deux joints en travée limitant une travée indépendante qui s'appuie sur des encorbellements ;

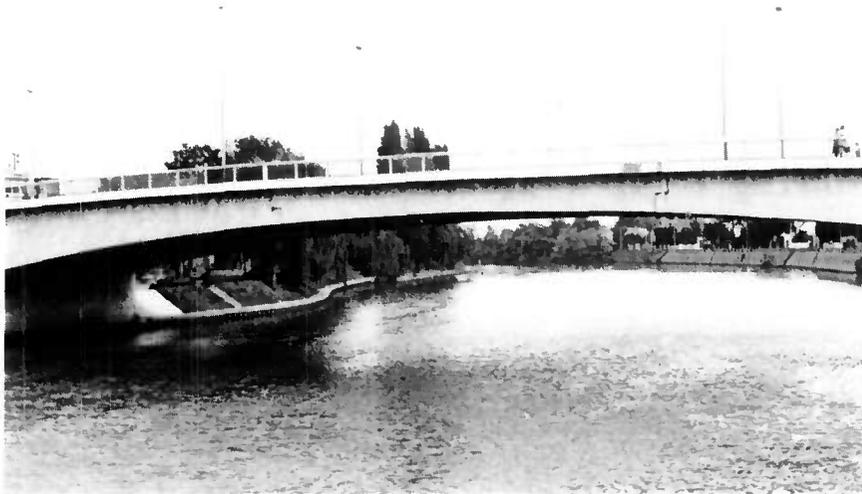


Fig. 7. —
Pont Cantilever
(photo DREIF/DESRET).

— *le mode de liaison avec les appuis*. On distingue :

- les ouvrages encastrés sur appuis ou fondations et qui, ne pouvant pas librement tourner par rapport à ceux-ci, leur transmettent des flexions ;
- les ouvrages articulés sur appuis ou fondations, qui comportent entre le tablier et l'appui un dispositif particulier permettant des rotations relatives de chaque élément.

Ces classifications structurales sont schématiques ; une connaissance affinée de chaque ouvrage est à tirer du dossier d'ouvrage ou à obtenir d'un spécialiste.

La classification qui suit est établie avec la terminologie actuelle, basée principalement sur le mode de fonctionnement de la structure, alors que certaines appellations antérieures étaient basées sur l'aspect des tabliers. Il peut donc en résulter des contradictions avec les indications du dossier d'ouvrage dont il faut, le cas échéant, lever l'ambiguïté en faisant appel à un spécialiste afin de bien définir les particularités de la surveillance.

À titre indicatif, on trouvera en annexe 6 un tableau des quantités de matériaux mis en œuvre dans les structures.

2.2.1 — Les ponts-dalles

De section rectangulaire, ces structures ont l'avantage d'une exécution simple et d'une faible épaisseur. Les dalles sont des structures qui n'ont pu être réalisées que par le développement du béton armé.

C'était pourtant la structure retenue pour le premier pont réalisé en béton armé à la fin du XIX^e siècle. Mais dans la première partie du XX^e siècle, si elle se répand rapidement dans le domaine du bâtiment, elle n'est que peu utilisée pour les ponts, car l'importance des charges demandait des structures plus performantes. Elle reste alors limitée aux très petites brèches. Il faut attendre le milieu du XX^e siècle, et principalement le programme autoroutier français, pour qu'il en soit fait un grand usage, mais toujours dans le domaine des petites et moyennes portées.

On rencontre essentiellement des dalles en travées indépendantes continues, et rarement en cantilever. Toutefois, certaines travées indépendantes de cantilever sont constituées d'une dalle, les encorbellements étant d'une forme différente.

2.2.1.1 — Les ponts-dalles anciens

Les dalles anciennes sont essentiellement des travées indépendantes articulées sur appuis, au moyen de dispositifs dont le fonctionnement était aléatoire lorsqu'ils existaient. Elles étaient généralement pleines, mais on rencontre aussi des dalles nervurées (*cf. ci-après*).

2.2.1.2 — Les ponts-dalles depuis 1950

L'amélioration des méthodes de calcul a permis de développer les dalles continues et les dalles encastrées sur appuis, donc de redonner un intérêt économique à ces structures.

a) Les dalles pleines

De section rectangulaire, elles étaient au début en travées indépendantes, mais très rapidement les travées continues sont adoptées en conservant une articulation sur appui. Celle-ci, formée à l'origine soit d'une simple *feuille de zinc*, soit d'une section rétrécie de béton (dite aussi articulation Freyssinet), sera remplacée progressivement par des appareils d'appui *en élastomère fretté*. On voit apparaître l'emploi d'encorbellements latéraux dont les porte-à-faux, faibles à l'origine, ont parfois été augmentés imprudemment.

Ces dalles sont généralement d'épaisseur constante. Leur mode de calcul et d'exécution est codifié dans les documents du SETRA : PI.DA et PI.D3, regroupés ensuite dans le dossier pilote PSI.DA (fig. 8). Leur domaine d'emploi va jusqu'à des portées principales d'une quinzaine de mètres, ce qui ne permet pas toujours de les distinguer *des dalles précontraintes* du type PSI.DP.



Fig. 8. —
Pont-dalle
en béton armé PSIDA
(SETRA).

b) Les dalles élégies

Leur aspect ne diffère pratiquement pas des précédentes, mais l'utilisation d'élégissement (vide à l'intérieur du béton) a permis d'augmenter les portées (environ vingt mètres) en allégeant le poids de la dalle. Ici aussi elles sont, soit en travées indépendantes, soit en travées continues, munies du même type d'appareil d'appui que les dalles pleines. Les élégissements qui régnaient sur toute la longueur des travées ont été remplacés par des élégissements s'arrêtant à environ un mètre de chaque appui, ce qui a amélioré le fonctionnement, mais a créé des *vides fermés*. La difficulté du positionnement des coffrages d'élégissement, pendant le bétonnage, a limité l'emploi de ce type de dalle.

c) Les dalles nervurées

Elles ressemblent à des ponts à poutres sous chaussées (*cf.* § 2.2.2.), le terme de nervure étant donné à des poutres massives. Sans que la frontière soit bien définie, on appelle nervure les poutres dont la largeur est supérieure à la moitié de la hauteur. Elles ne sont pas très courantes et n'ont été utilisées que lorsque la hauteur disponible pour le tablier ne permettait pas d'envisager un pont à poutres.

d) Les dalles encastrées — Cadres et portiques

Certaines dalles continues, pleines ou élégies, ont été encastrées sur leurs appuis intermédiaires ; mais l'essentiel des dalles encastrées est formé par les cadres et les portiques.

Les ponts cadres sont des ouvrages à une travée constitués d'une dalle pleine (traverse supérieure) encastrée sur des appuis (piédroits) formant culées, eux-mêmes encastrés sur un radier (traverse inférieure). Les piédroits sont complétés par des murs de soutènement (murs de tête) encastrés ou non sur l'ouvrage. Leur mode de calcul et d'exécution a été codifié dans le dossier pilote PI.CF du SETRA (fig. 9). Ils ont été utilisés pour des portées modestes ne dépassant généralement pas douze mètres.

Les portiques sont aussi constitués d'une traverse supérieure encastrée sur deux piédroits, mais ceux-ci sont encastrés sur une semelle formant fondation superficielle ou couronnant des pieux. Les murs de tête sont normalement indépendants de l'ouvrage. Leur mode de calcul et d'exécution a été codifié dans le dossier pilote PI.PO du SETRA (fig. 10). Ils ont été utilisés pour des portées comprises entre 8 et 22 m ; au voisinage de la borne inférieure, seule la consultation du dossier de l'ouvrage permet de les distinguer des cadres. Depuis 1975, une extension de ce type d'ouvrage est le portique double qui est constitué d'une traverse supérieure continue, articulée sur un appui intermédiaire et encastrée sur deux piédroits. Enfin, les cadres multiples, de faibles portées, sont généralement utilisés en ouvrages hydrauliques. La traverse supérieure est encastrée sur tous les appuis.

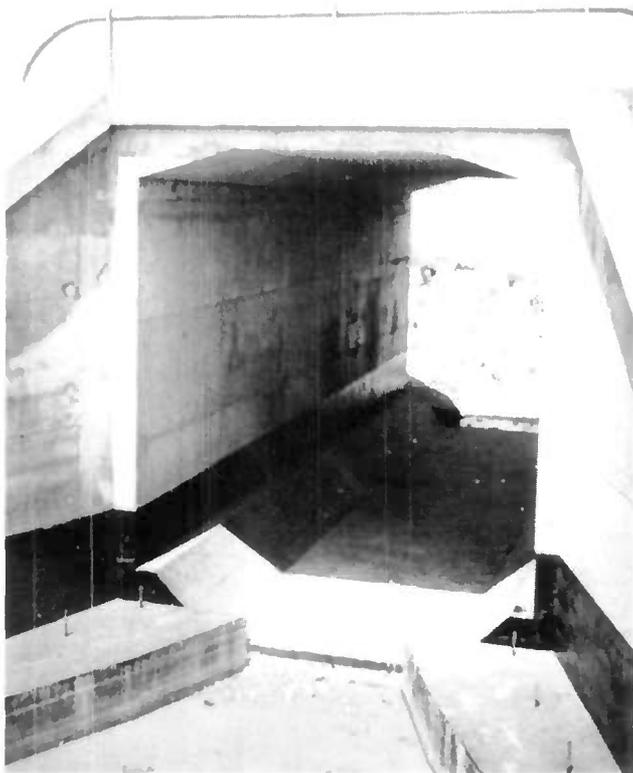


Fig. 9. —
Pont-cadre
(SETRA).



Fig. 10. —
Portique
(SETRA).

e) Particularités des dalles

Ce sont des structures soumises à des flexions tant longitudinales que transversales : on y dispose donc des armatures de flexion dans ces deux directions. Leur largeur étant voisine de la portée voire supérieure, la fissuration longitudinale prédomine : elle est initiée par le retrait gêné, et prolongée par la flexion. On y observe aussi parfois des fissures transversales. Pour les dalles de portée modeste, on n'a généralement pas disposé d'étriers pour reprendre l'effort tranchant. C'est une disposition qui ne donne pas lieu à des désordres particuliers.

Elles ont été utilisées pour des ouvrages de biais prononcé. Cette disposition modifie très sensiblement le fonctionnement de la structure par rapport à un ouvrage droit, et des désordres particuliers peuvent apparaître dans les angles (*cf.* chapitre 3, § 3.4.1.1.).

2.2.2 — Les ponts à poutres

De formes très diverses, ces structures ont permis au béton armé d'engager la compétition avec les structures métalliques, mais l'antériorité de celles-ci a conduit les tabliers à poutres de béton armé à copier leur forme. On rencontre donc la même terminologie pour désigner les éléments porteurs principaux, avec quelques différences pour désigner les éléments secondaires.

Les ponts à poutres apparaissent dès le début du xx^e siècle, par extension des réalisations de planchers de bâtiment constitués de poutres reliées transversalement par un hourdis. Leur usage se répand très largement durant la première moitié du xx^e siècle. Ils conquièrent le domaine des ouvrages dont la portée des travées est *inférieure à 50 m*, mais on rencontre quelques ouvrages remarquables sortant de ce domaine et ayant des portées atteignant la centaine de mètres.

Comme pour les dalles, les structures rencontrées peuvent être des travées indépendantes, des travées continues et des cantilevers.

Durant ces années, l'absence de toute typification et le goût du record (l'ouvrage le plus long de telle forme, ou le plus large, le moins épais, etc.) rend difficile toute classification selon les portées ou les largeurs. On a affaire à une multitude de cas particuliers pour lesquels les concepteurs cherchaient à faire des structures toujours renouvelées.

Depuis les années cinquante, leur usage s'est régulièrement réduit du fait de la concurrence du béton précontraint et de la préfabrication qu'il a permise, réduisant sensiblement le coût de la main-d'œuvre.

2.2.2.1 — Les poutres sous chaussées

Les tabliers sont constitués de poutres longitudinales reliées transversalement par des entretoises sur appuis et des entretoises intermédiaires en nombre croissant avec la portée. L'ensemble est relié par un hourdis qui supporte le revêtement de chaussée.

La majeure partie de ces tabliers est constituée de poutres à âme pleine, mais on rencontre aussi des poutres caissons (les talons des poutres sont solidarités pour former un hourdis inférieur) et, plus rarement, des poutres triangulées (les âmes sont constituées de montants et de diagonales).

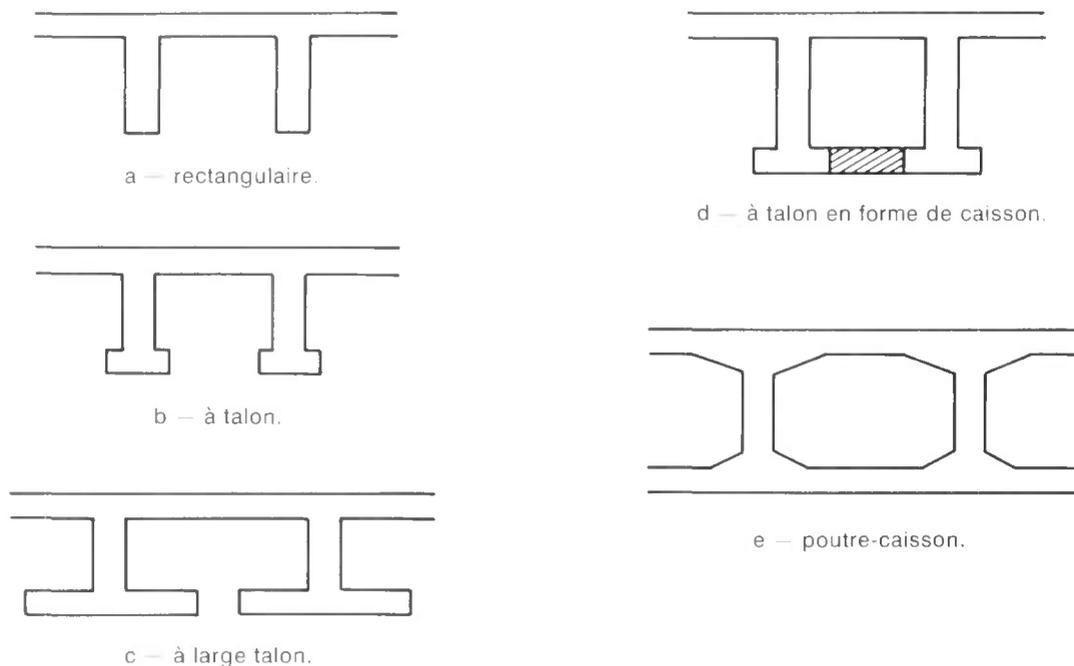
Les premiers ouvrages de ce type étaient constitués d'une ou plusieurs travées indépendantes ; ensuite ont été développés les cantilevers et, enfin, les travées continues au fur et à mesure que les méthodes de calcul s'affinaient.

a) Les ponts anciens

C'est parmi ceux-ci que l'on rencontre la plus grande diversité de formes de poutres :

- poutres rectangulaires utilisées pour les petites portées (fig. 11 a) ;
- poutres à talon, celui-ci étant soit de forme rectangulaire soit de forme trapézoïdale (fig. 11 b) ;
- poutres à larges talons ou poutres à talons jointifs (fig. 11 c) ;

Fig. 11. — Formes de poutres.



— poutres à talons en forme de caisson, pour lesquelles les talons sont reliés par un béton peu ferrillé coulé après la réalisation des poutres (fig. 11 d) ;

— poutres-caissons (fig. 11 e). Certaines, massives, sont de hauteur constante : ces tabliers ressemblent alors à des ponts-dalles, mais généralement on les distingue par leur portée qui est supérieure à celles des ponts-dalles et la présence d'encorbellements sous trottoirs (fig. 12).



Fig. 12. —
Pont à poutre
de hauteur variable
(DREIF-DESRET).

Longitudinalement, les poutres présentent plusieurs formes :

— les poutres de hauteur constante (appelées aussi actuellement poutres droites, terme qui autrefois était souvent employé pour désigner toutes les poutres), utilisées pour les petites portées ;

— les poutres de hauteur variable en travées continues, dont la hauteur augmente sur appuis (augmentation linéaire sur une partie de la portée ou courbe sur toute la portée, les travées ressemblant alors à un arc). Les encorbellements de cantilever ont souvent une augmentation de hauteur vers l'encastrement sur pile ou culée ;

— les poutres de hauteur variable en travées indépendantes, dont la hauteur augmente vers la mi-portée de chaque travée soit par courbure de l'intrados (poutre en ventre de

poisson), soit par courbure de l'extrados lorsque le tablier se trouve à un point haut du tracé. Un cas particulier est le pont caisson à articulation verrou. Il comporte, à mi-portée des travées intermédiaires, un joint équipé d'une articulation qui ne transmet que des efforts verticaux lorsque les charges ne sont pas symétriques ;

— parfois, pour les ponts larges, les poutres sont de hauteurs différentes afin que le hourdis suive la courbure transversale de la chaussée.

Les tabliers constitués de ces poutres présentent généralement les deux particularités suivantes :

— ils comportent des entretoises sur appuis et en travée, dont le rôle est essentiellement le contreventement des poutres et la reprise des efforts locaux, sans intervenir dans la répartition des charges ;

— les poutres de rive ont une hauteur supérieure aux poutres intermédiaires, afin que le hourdis sous trottoirs soit à une cote supérieure à celle du hourdis sous chaussée (fig. 13). Cette disposition formant fil d'eau, on rencontre des poutres latérales plus endommagées que les poutres intermédiaires.

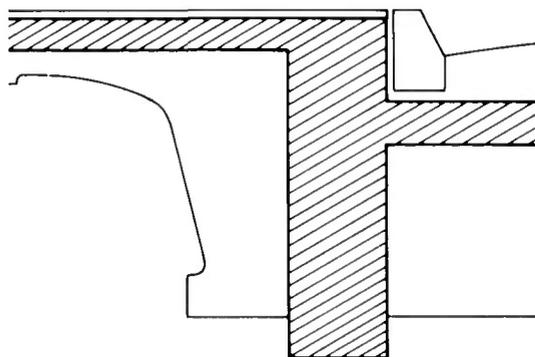


Fig. 13. — Poutre de rive.

Il est à noter que ces poutres de rive ont le plus souvent une largeur et une force portante inférieures à celles des poutres intermédiaires.

b) Les ponts à poutres depuis les années 50

Les formes se sont simplifiées et l'on ne rencontre pratiquement plus que des poutres à âme pleine de hauteur constante et toutes identiques pour les petites portées, et des poutres caissons de hauteur constante ou variable pour les portées plus importantes.

Par la suite, les poutres-caissons en béton armé ont été abandonnées au profit du béton précontraint.

Les poutres à âme pleine ont été utilisées jusque vers 1975. Leur conception, leur calcul et leur exécution ont été codifiés dans les documents du SETRA : PS.BA et TI.BA regroupés ensuite dans le dossier pilote PSI.BA. Les encorbellements restent généralement de largeur modérée et les entretoises sont dimensionnées pour répartir les charges entre les poutres.

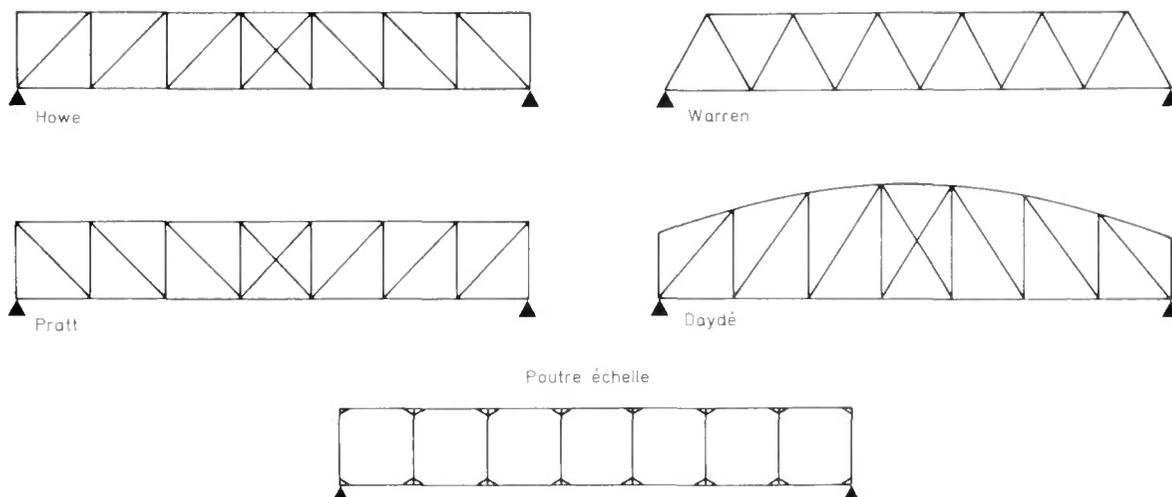
2.2.2.2 — Les poutres latérales

Ces tabliers sont constitués de deux poutres longitudinales qui encadrent la chaussée et les trottoirs, situés généralement juste au-dessus de la membrure inférieure des poutres. Les poutres sont reliées transversalement par des pièces de pont qui supportent des longerons recevant les hourdis.

La majeure partie de ces tabliers est constituée de poutres treillis dont la triangulation peut avoir diverses formes (fig. 14). Certaines comportent des poutres à âme pleine lorsque les portées sont faibles, les poutres latérales constituant alors le parapet. Il s'agit d'une particularité à avoir en mémoire, car tout choc sur le parapet peut avoir des conséquences graves pour l'ouvrage.

Cette technique a été directement transposée des ponts à poutres métalliques ; or, le béton armé était dans ce cas défavorisé. Elle a été développée essentiellement au début du siècle pour des travées indépendantes ou des travées continues ; mais les difficultés de coffrage, la complexité de l'attache des barres tendues pour les poutres triangulées, les difficultés de calcul et l'allure généralement inesthétique de ces poutres massives (sur lesquelles les cours et traités de béton armé de la première moitié du xx^e siècle reviennent quasi unanimement) ont fait abandonner cette technique. Il faut cependant noter quelques ouvrages remarquables de ce type, dont l'un a une travée principale dépassant 70 mètres.

Fig. 14. — Différentes formes de poutres-treillis et poutre-échelle.



Une des particularités est que les poutres sont directement exposées aux intempéries et, qu'en conséquence, les parties tendues ont tendance à voir se développer la corrosion des armatures.

Pour ces structures, on rencontre comme précédemment :

- des poutres de hauteur constante (fig. 15) pour des travées indépendantes ou continues qui ont des portées ne dépassant généralement pas 50 m ;
- des poutres de hauteur variable sur appuis (fig. 16) pour les travées continues de grande portée ;
- des poutres de hauteur variable en travée pour les travées indépendantes de grande portée.

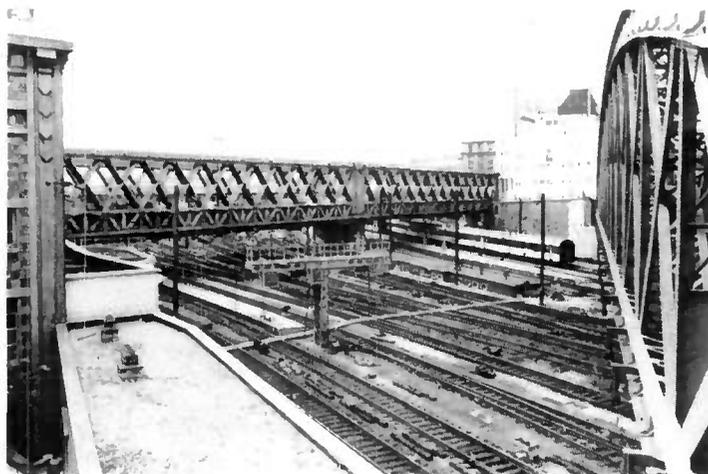


Fig. 15. — Pont à poutres-treillis de hauteur constante (DREIF-DESRET).

Fig. 16. — Pont à poutres-treillis de hauteur variable (DREIF-DESRET).



2.2.3 — Les voûtes et arcs

Il existe plusieurs définitions générales de ces structures, selon la forme ou le mode de fonctionnement.

D'une manière générale, les voûtes en béton sont d'une géométrie voisine de celle des ponts en maçonnerie.

Ces ouvrages présentent une structure courbe comprimée reliant les piles et les culées. Le béton, résistant bien à la compression, a très vite remplacé le métal pour les arcs, et la maçonnerie pour les voûtes. De par leur forme, ces structures exercent sur les piles et les culées des poussées horizontales. Leur stabilité est donc liée à celle des appuis et de leurs fondations.

Dès le début du siècle, sont réalisés des arcs de 40 m de portée ; vers 1920, les portées atteignent 130 m et, vers 1930, elles dépassent 150 m. Mais ils sont aussi très utilisés pour des ouvrages de petite ou moyenne portée (ouvrages hydrauliques, viaducs d'accès à des ouvrages métalliques, etc.). Pour les ouvrages de petites portées, il est fréquent de voir les parements traités de façon à rappeler la maçonnerie ; seul un examen rapproché ou la consultation du dossier d'ouvrage permet de lever le doute.

On rencontre dans ces ouvrages une grande diversité de forme, de fonctionnement et de matériaux.

Pour la forme, on distingue :

- les ouvrages à tablier supérieur, pour lesquels les arcs ou voûtes sont entièrement sous le tablier ;
- les ouvrages à tablier inférieur, pour lesquels le tablier est suspendu aux arcs ;
- les ouvrages à tablier intermédiaire, pour lesquels le tablier est suspendu dans la partie centrale de chaque travée et porté par les arcs sur appuis par des palées ou pilettes.

En dehors des voûtes, où systématiquement le tablier est au-dessus, le choix de la position des arcs par rapport au tablier était guidé par la forme de la brèche, le profil en long de la route et le gabarit à dégager sous l'ouvrage.

Pour le fonctionnement, on distingue :

- les arcs encastrés ne présentant aucune articulation et liés mécaniquement aux appuis. C'est le cas général pour les voûtes et c'est très fréquent pour les grands arcs (portées supérieures à 100 m) ;
- les arcs à une articulation, le plus souvent située à la clef. Ce type est rare ;
- les arcs à deux articulations situées aux naissances. Ce type est fréquent pour les portées moyennes (30 à 60 m) ;
- les arcs à trois articulations, généralement situées à la clef et aux naissances, dont les portées dépassent rarement les 100 mètres.

Enfin, pour les matériaux, on rencontre des arcs ou voûtes en béton armé ou non. Par contre, les tabliers, les suspentes et les palées des ponts en arc sont toujours en béton armé.

2.2.3.1 — Les ouvrages de petites portées (inférieures à 30 m)

Pour les plus petits (portées inférieures à 10 m), on rencontre principalement des voûtes en plein cintre massives en béton non armé. La voûte, encastrée sur des piédroits fréquemment reliés par un radier, est remblayée ; elle se termine soit en sifflet, le remblai étant perreyé, soit verticalement, le remblai étant alors maintenu par un tympan qui peut être en béton plus ou moins armé selon sa hauteur, ou en maçonnerie. Ces structures, très utilisées au début du siècle pour les ouvrages hydrauliques l'ont encore été récemment (*cf.* dossier pilote du SETRA Ponceaux à plein cintre 1962 et OHVN 1963).

Leur durabilité est entièrement liée à la stabilité des fondations.

Pour les portées comprises entre 10 m, quelquefois moins, et 25 m environ, on rencontre des voûtes ou arcs d'épaisseur moyenne en béton faiblement armé, les armatures étant

principalement transversales. Ces voûtes sont équipées de tympan en maçonnerie ou en béton armé, recouverts dans certains cas d'un parement en maçonnerie. Pour cette gamme de portées, on rencontre aussi des arcs minces en béton armé, raidis par des tympan en béton armé et des « diaphragmes » (voiles transversaux de hauteur réduite ou nulle dans l'axe de l'ouvrage) (fig. 17). Pour les ouvrages larges, on disposait un ou plusieurs voiles longitudinaux liés à l'arc par des diaphragmes afin d'améliorer le raidissage. Ces arcs sont remblayés, mais dès que la portée dépasse 20 m on rencontre des élégissements transversaux visibles généralement sur les tympan. Pour certains ouvrages atteignant 30 m de portée, le remblai n'existe plus ; le tablier en béton armé repose sur des colonnes en béton armé qui s'appuient sur l'arc, les tympan étant alors généralement supprimés. Ces arcs sont encastrés et le plus souvent surbaissés. Ils ont été principalement réalisés au début du siècle. On leur a progressivement préféré des ponts à poutres, du fait du coût du cintre. Vers 1975, il faut noter quelques réalisations de voûtes minces remblayées sur les autoroutes alpines.

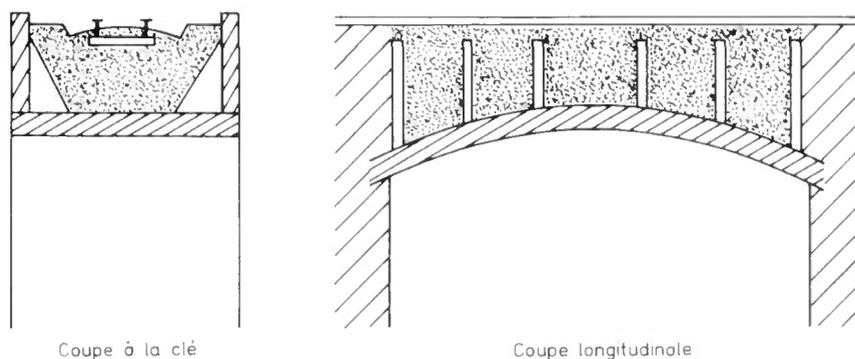


Fig. 17. — Arc mince remblayé.

Pour tous ces ouvrages, les *fondations* sont les points essentiels à surveiller, mais, en outre, pour les voûtes et arcs remblayés, il faut veiller au bon fonctionnement des dispositifs *d'évacuation des eaux d'infiltration*.

2.2.3.2 — Les arcs à tablier supérieur (fig. 18)



Fig. 18. — Pont en arc à tablier supérieur.

Au fur et à mesure de l'augmentation des portées, on rencontre des arcs de section :

- rectangulaire, ayant pratiquement la largeur de l'ouvrage ; cette section rectangulaire était parfois réalisée par anneaux, afin de charger progressivement le cintre ou de le réutiliser par ripage transversal, ou par rouleaux, de manière à diminuer la charge supportée par le cintre. Le retrait a généralement fait apparaître une fissure entre ces tranches ;
- composée de deux ou plusieurs rectangles séparés et non contreventés afin de réduire le poids de l'arc ;
- en poutres rectangulaires ou en I fortement contreventées ; le contreventement est situé au droit des appuis du tablier, mais il est parfois constitué d'un voile régnant sur toute la longueur de l'arc ;

— en caisson généralement à âme multiple et de hauteur variable ; ces ouvrages étaient généralement construits par voussoirs, ceux-ci étant eux-mêmes exécutés en plusieurs phases.

Les arcs sont encastrés sur les piles et les culées, ou articulés. Ils sont en général surbaissés ; le rapport entre la flèche et la portée est de l'ordre 1/5 à 1/6, mais peut atteindre 1/10.

Les pilettes ou palées qui servent d'appuis du tablier sur l'arc sont constituées de poteaux (fig. 19), de colonnes ou de voiles nervurés ou non (fig. 20).

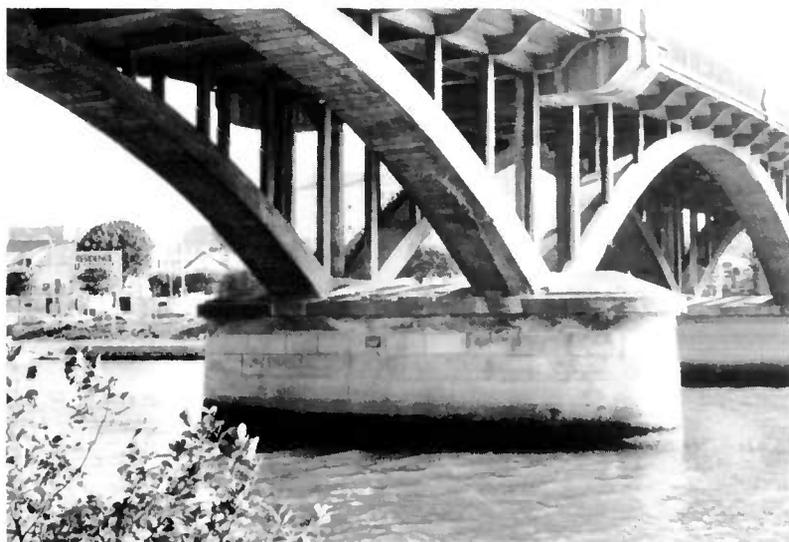


Fig. 19. —
Pilettes en colonnes
(DREIF-DESRET).



Fig. 20. —
Pilettes en voiles.

Les tabliers sont constitués de poutres longitudinales reliant les pilettes ou palées. Au droit de ces appuis, des entretoises relient les poutres ; lorsque les poutres sont espacées, des longerons sont disposés afin de renforcer le hourdis. On rencontre aussi des tabliers constitués de pièces de pont, reliant transversalement les appuis sur l'arc, sur lesquelles s'encastrent des longerons supportant le hourdis. Pour réduire le poids, les hourdis sont généralement de faible épaisseur ; ils présentent des désordres en cas de défaillance de la chape ou du système d'évacuation des eaux.

Dans certains cas, le tablier est relié à l'arc au niveau de la clef (fig. 21) et participe donc dans cette zone au fonctionnement de l'arc.

Les dilatations ou raccourcissement du tablier dues aux variations de température se font alors de part et d'autre de la clef et entraînent des flexions alternées dans les pilettes ou palées. Il y a un risque de désorganisation du béton au niveau des liaisons avec l'arc et le tablier, risque aggravé pour les éléments de rive exposés aux intempéries.



Fig. 21. —
Tablier relié
à l'arc à la clé
(SETRA).

À ses extrémités, le tablier s'appuie sur les culées ou les piles pour les ouvrages à plusieurs travées. Sous l'effet des charges d'exploitation, le tablier a *tendance à battre* sur ces appuis, ce qui peut entraîner des désordres dans ces zones.

2.2.3.3 — Les arcs à tablier inférieur ou intermédiaire (fig. 22)

Ils sont constitués de deux arcs latéraux dont la section a les formes suivantes pour des portées croissantes :

- poutre rectangulaire ;
- poutre en I (dite aussi en H renversé car les membrures supérieure et inférieure étaient larges vis-à-vis de la hauteur) avec, pour les plus grands, des raidisseurs au droit des attaches de suspentes ;
- caisson à deux âmes.

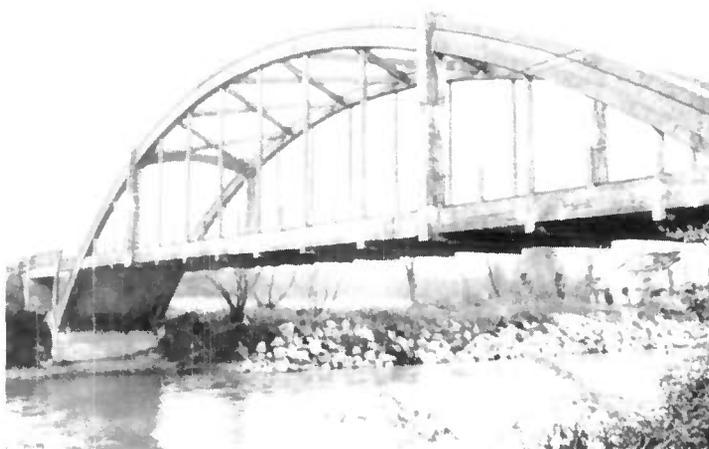


Fig. 22. —
Pont en arc
à tablier intermédiaire.

Les arcs sont encastrés ou articulés, leur surbaissement est voisin de $1/6$. Pour les tabliers de faible largeur, les arcs sont contreventés au-dessus du tablier et aux points de croisement des suspentes avec celui-ci. Lorsque le tablier dépasse 10 m de largeur, les arcs sont généralement autostables sans contreventement.

Le tablier est situé soit entièrement au-dessous de l'arc (pont en arc à tablier intérieur), soit à un niveau intermédiaire entre les appuis de l'arc et sa clé (arc à tablier intermédiaire) ; dans ce cas, la partie du tablier située au-dessus de l'arc est de faible longueur et ne comporte aucun appui intermédiaire. Il existe cependant quelques ouvrages dont le tablier est situé assez haut pour que ses parties placées au-dessus de l'arc nécessitent des appuis intermédiaires. Ces parties de tabliers reposent alors sur l'arc par l'intermédiaire de pilettes, de façon identique aux arcs à tablier supérieur.

La partie du tablier située au-dessous de l'arc est reliée à celui-ci par des suspentes en béton armé. Celles-ci sont soumises principalement à des tractions ; le béton est donc fissuré. Comme il est directement soumis aux intempéries, des désordres y sont fréquents. Avec l'amélioration de la qualité des aciers, la solution pour réduire la faiblesse de ces éléments a été de réaliser les suspentes avec des aciers en une seule longueur et de ne les bétonner qu'après décintrement du tablier. Le béton n'est alors mis en traction que sous l'effet des charges d'exploitation. Sous l'effet des variations de température, les arcs et le tablier ont des déformations différentes, ce qui produit des flexions alternées des suspentes au niveau de leurs liaisons. Ce sont donc là les points les plus fragiles de ces structures. La solution aurait été d'articuler les suspentes, mais aucune disposition constructive d'articulation en traction n'existe en béton armé.

Pour réduire l'effet des variations de température, le tablier comporte un joint à mi-distance des points de croisement avec les arcs.

Les tabliers sont constitués de pièces de pont situées au droit des suspentes, reliées longitudinalement par des longerons portant le hourdis. Là aussi, les hourdis sont de faible épaisseur afin de réduire le poids propre, et suivent le profil en travers de la chaussée.

2.2.3.4 – Arcs particuliers

Ces arcs de conception et de fonctionnement particuliers sont à tablier supérieur.

a) Arcs souples (fig. 23)

Il s'agit d'arcs de section rectangulaire mince reliés à un tablier formant poutre de rigidité. Le fonctionnement de ces structures fait intervenir simultanément l'arc et le tablier ; elles s'apparentent à des poutres de hauteur variable.

Pour un surbaissement de 1/8 à 1/9, l'arc a une épaisseur d'environ 35 cm et possède deux articulations ; l'épaisseur des poutres du tablier est de l'ordre de 70 centimètres.

On les rencontre pour des portées de 30 à 40 m. Afin d'assurer le fonctionnement du tablier avec l'arc, les pilettes ou palées sont rapprochées (espacement de l'ordre de 2,50 m).

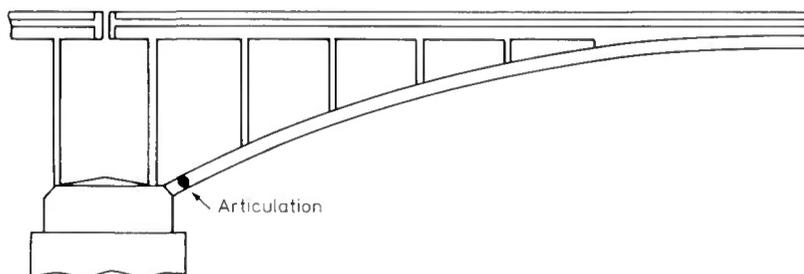


Fig. 23. —
Arc souple.

b) Arcs cellulaires (fig. 24)

L'arc est constitué d'un caisson de hauteur variable et entretoisé. Son hourdis supérieur est horizontal sur la majeure partie de la portée et constitue le tablier. Suivant la largeur du tablier, on rencontre un ou deux caissons à plusieurs âmes. Ils sont fortement surbaissés 1/8 à 1/11, et possèdent généralement deux ou trois articulations. Ils ont principalement été utilisés pour des portées allant de 50 à 80 mètres.

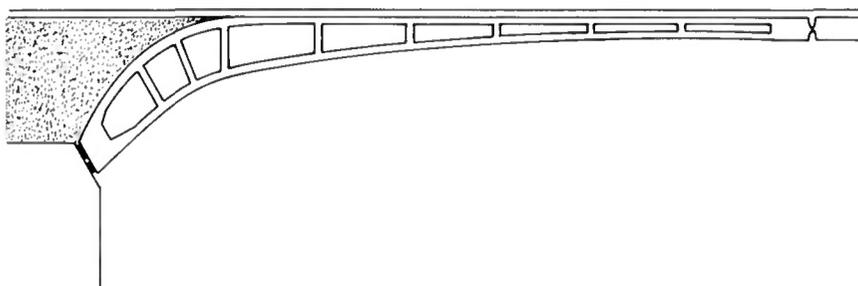


Fig. 24. —
Arc cellulaire.

2.2.4 — Les autres ouvrages en béton armé

2.2.4.1 — Les ponts à béquilles (fig. 25)

Ce type d'ouvrage est assez peu répandu en béton armé. Il comporte une ou plusieurs travées encastrées sur les piles formant béquilles, qui sont parfois articulées sur leurs fondations. Pour les travées uniques, une pile est placée devant la culée. Cette disposition entraîne un « effet d'arc » qui impose la stabilité des fondations et qui, par la compression qu'il apporte dans le tablier, permet de lui donner une faible épaisseur. Le tablier est principalement du type à poutres ou à caissons sous chaussée, quelquefois en dalle. Le bon fonctionnement des articulations, lorsqu'elles existent, est une condition essentielle pour éviter la création de désordres.

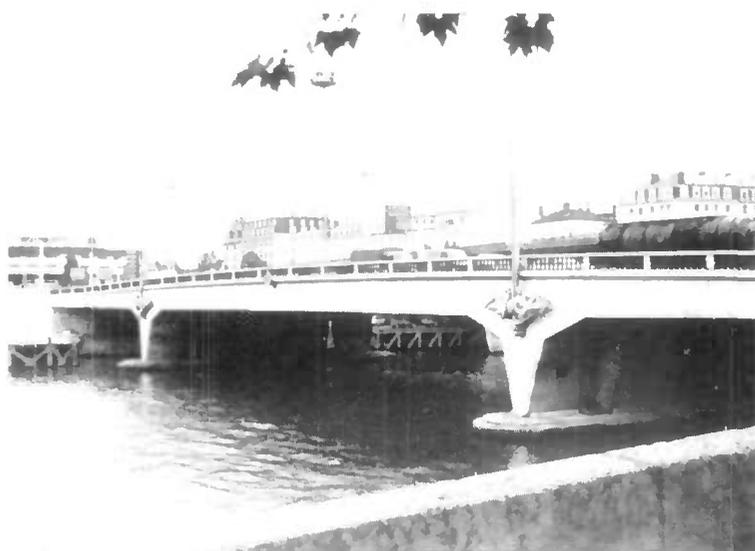


Fig. 25. —
Pont à béquilles
en béton armé.

2.2.4.2 — Les bow-strings (fig. 26)

De forme caractéristique, ces structures en béton armé ont repris celles qui avaient été réalisées en métal.

Ce sont des tabliers à deux poutres latérales constituées d'un arc et d'un tirant (incorporé au tablier), encastrés l'un dans l'autre aux extrémités et reliés en travée par des suspentes, appelées aussi aiguilles, généralement verticales. On sait que les arcs exercent des efforts inclinés sur leurs appuis ; pour les bow-strings, les composantes horizontales des efforts inclinés sont équilibrées par les tirants. Sous l'effet du poids ou d'une charge, le tirant tend à fléchir. Il met alors en traction les suspentes qui mettent l'arc en compression ; les poussées horizontales de celui-ci entraînent des tractions dans le tirant. L'ensemble n'exerce donc sur les appuis que des efforts verticaux.

Fig. 26. —
Pont bow-string
classique
(DREIF-DESRET).



Ces ouvrages sont toujours en travées indépendantes. Ils ont été construits principalement entre 1910 et 1960 pour des portées pouvant aller de 15 à 65 m (exceptionnellement une centaine de mètres, fig. 27) mais le plus souvent comprises entre 20 et 40 m. Un dossier type a été réalisé vers 1935 par le Service central d'études techniques. On note aussi quelques réalisations récentes. L'intérêt de ces structures est d'avoir un tablier de faible épaisseur qui permet de dégager le gabarit inférieur sans remonter le profil en long de la voie portée.

On peut classer ces ouvrages en trois catégories :

- ceux qui ont des arcs de faible section qui travaillent essentiellement en compression, et des tirants de forte section qui sont tendus et qui reprennent l'essentiel de la flexion. Les arcs sont peu ferrillés et les tirants sont comprimés en face supérieure par la flexion ;
- ceux qui ont des arcs de forte section qui travaillent en compression et en flexion, et des tirants de faible section qui travaillent essentiellement en traction ;
- ceux qui ont des arcs et des tirants de sections voisines dans lesquels la flexion se répartit entre les arcs comprimés et les tirants tendus.



Fig. 27. — Pont bow-string de grande portée.

Aucune de ces catégories d'ouvrages ne présente un comportement nettement meilleur que les autres. En effet, l'existence de *pièces tendues*, les suspentes et les tirants, exposés aux intempéries, est un des points faibles de ces structures. Leur comportement est tout à fait semblable à celui des arcs à tablier inférieur (cf. § 2.2.3.3). Ces ouvrages, ou certaines de leurs parties, sont assez souvent recouverts d'un enduit.

Les tabliers sont constitués de pièces de pont reliant transversalement les tirants au droit des suspentes. Les pièces de pont sont reliées longitudinalement par des longerons qui reçoivent le hourdis. Les tabliers présentent souvent des pentes transversales qui suivent la forme de la chaussée, ce qui a pour effet de reporter les eaux vers un longeron formant bordure de trottoir ou, dans certains cas, vers les tirants.

Les arcs sont généralement contreventés à leur partie supérieure, sauf pour certains ouvrages où ils ont une raideur suffisante.

Les encastremements des arcs et des tirants (fig. 28) sont des parties très fortement ferrillées dans trois directions, ce qui occasionnait des difficultés de bétonnage.



Fig. 28. — Encastrement des arcs et des tirants d'un bow-string (DREIF-DESRET).

Ces zones sont aussi fortement sollicitées en cas de mauvais fonctionnement des appareils d'appuis.

La majeure partie de ces ouvrages est entièrement en béton armé, mais on rencontre quelques ouvrages ayant des suspentes en profilés ou barres métalliques, ou même constituées d'armatures de précontrainte sous tube. Très rarement, on rencontre des ouvrages ayant des tirants constitués de poutres métalliques.

2.2.4.3 – Les ponts en métal enrobé

Ces ouvrages ont un tablier formé de poutres métalliques enrobées dans du béton. On rencontre des travées indépendantes ou des travées continues. On peut les classer en deux catégories.

a) Les ponts en charpente enrobée

Ce sont des ouvrages anciens dont le nombre de réalisations n'est pas très élevé. Il est bon toutefois de les répertorier car leur aspect est le même que celui d'un pont en béton armé, mais leur comportement dans le temps peut être différent.

On rencontre :

- des ponts à poutres latérales composés d'une poutre triangulée métallique (les membrures étant constituées de fers plats ou de caissons) enrobée dans du béton, celui-ci n'intervenant que pour protéger le métal et dans certains cas pour raidir la membrure supérieure afin d'éviter le déversement. Ce sont les plus fréquents parmi les ponts en charpente enrobée ;
- des voûtes de moyenne portée de section rectangulaire ou des arcs à tablier inférieur formées de fermettes métalliques enrobées. Dans ce cas, les éléments métalliques étaient utilisés pour supporter le coffrage du béton, celui-ci n'intervenant que pour augmenter la résistance sous les charges d'exploitation. Ils sont peu nombreux car l'intérêt économique escompté en supprimant le cintre était annulé par la complexité d'exécution ;
- des éléments d'ouvrages tels que des poutres latérales de tablier ou des suspentes en métal enrobé pour des arcs à tablier inférieur ainsi que des tirants et des suspentes de bow-string.

Le règlement de béton armé de 1934 prévoyait ce mode de construction utilisé jusque vers 1940.

b) Les ponts à poutrelles enrobées

Les tabliers de ces ouvrages sont des dalles constituées de poutrelles en I enrobées de béton. Ces ouvrages ont été directement transposés des ponts ferroviaires qui utilisent cette technique pour des portées modestes. Ce sont soit des travées indépendantes, soit des travées continues dont les portées dépassent rarement 25 mètres.

Il faut distinguer deux générations de ponts à poutrelles enrobées :

- les ponts anciens (fig. 29 a), dans lesquels les poutrelles sont totalement enrobées y compris la face inférieure de la membrure inférieure. Leur aspect ne permet pas de les distinguer des dalles en béton armé ;
- les ponts depuis 1950 environ (fig. 29 b), pour lesquels la face inférieure de la membrure inférieure est visible, un coffrage perdu situé entre les poutres ayant servi au bétonnage.

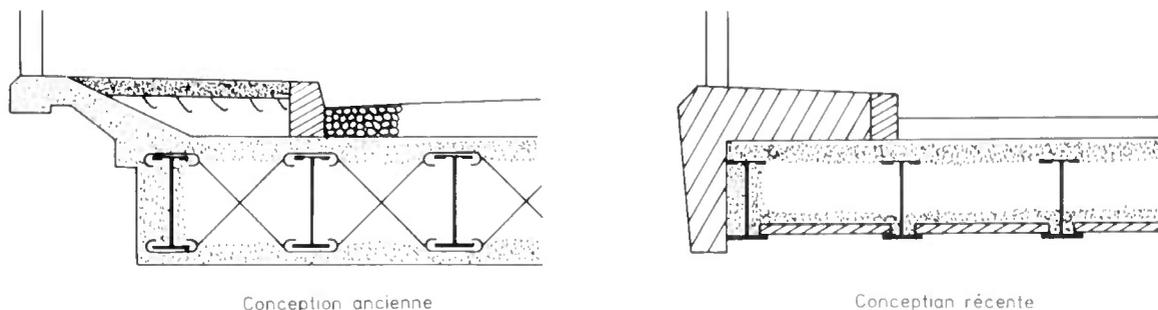


Fig. 29. – Pont à poutrelles enrobées.

Depuis quelque temps, ce procédé a fait l'objet de tentatives d'amélioration, en utilisant les poutrelles ajourées et en adoptant une précontrainte transversale (document PSI PAP du SETRA).

2.2.4.4 — Les éléments de pont en béton armé

C'est un domaine où le béton armé a été largement employé. Citons les principaux emplois :

— les tabliers de grandes voûtes en maçonnerie (fig. 30) datant du début du siècle et marquant la transition entre les ouvrages en maçonnerie et les ouvrages en béton armé. Ils ont la même constitution que les tabliers des arcs en béton armé à tablier supérieur (cf. § 2.2.3.2) ;

— les hourdis de tabliers à poutres métalliques, latérales ou sous chaussée. Pour ces derniers, l'emploi de hourdis en béton armé est très ancien (début du xx^e siècle), mais jusque vers 1950-1960, le hourdis ne faisait que transmettre les charges aux poutres métalliques qui étaient seules à assurer la résistance de la structure.



Fig. 30. —
Tablier en béton armé
sur une grande voûte
en maçonnerie.

Depuis ces dates, l'emploi de connecteurs a permis d'assurer un fonctionnement simultané du hourdis et des poutres (dossier ouvrages mixtes (OM) du SETRA). Pour les tabliers à poutres métalliques sous chaussée, il faut signaler que les hourdis des ponts construits au XIX^e siècle, constitués de voûtains de briques ou de tôles surmontées d'un remblai, ont été remplacés, lorsqu'ils présentaient des désordres, par des hourdis en béton armé. Le remplacement a été très largement utilisé pour les ponts ferroviaires dès 1920. Il faut donc s'abstenir de dater une structure métallique en fonction de la nature du hourdis ;

— les piles et les culées ont été souvent réalisées en béton armé quel que soit le type du tablier : à poutre ou arcs métalliques, ponts suspendus... (cf. fascicule 12) ;

— les fondations (cf. fascicule 10).

2.2.4.5 — Les autres structures en béton armé

En dehors des ponts, l'emploi du béton armé s'est répandu pour :

— les soutènements en remplacement de la maçonnerie (cf. fascicule 51),

— les tunnels (cf. fascicule 40),

— les quais constitués d'une poutraison orthogonale reposant sur des pieux formant fondation.

2.3 — ÉVOLUTION DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Dans ce paragraphe, les dispositions constructives sont entendues au sens large du terme.

2.3.1 — Règles de bonne construction

2.3.1.1 — *Enrobage des armatures*

C'est l'épaisseur de béton qui protège les armatures. Au début du siècle, elle était de 1,5 à 2 cm. Cette valeur était généralement celle retenue pour les armatures principales, car le règlement de 1906 ne faisait pas obligation de disposer des étriers. Lorsque ceux-ci étaient employés, ils étaient bien souvent en fer plat d'une épaisseur inférieure ou égale à 5.

Le règlement de 1934 porte ces valeurs à 2 cm ou à un diamètre d'armature et à 3,5 cm pour les ouvrages à la mer.

Le règlement de 1964 conserve ces valeurs et porte à 4 cm l'enrobage pour les ouvrages à la mer.

Actuellement, les valeurs sont de 2 à 3 cm et de 4 cm pour les ouvrages en atmosphère agressive.

La faible valeur utilisée au début du siècle ne permettait pas une bonne protection des armatures ; la corrosion a entraîné des éclatements de béton (*cf.* § 3.3.2).

Cette disposition était aggravée par le fait qu'il fallut attendre 1930 pour trouver dans la littérature la recommandation d'utiliser des cales en béton ou mortier pour réaliser l'enrobage des armatures placées en partie inférieure des pièces. Dans la littérature du début du siècle, on trouve mention de calages par fers plats qui présentent l'inconvénient d'être des points d'amorce de corrosion.

2.3.1.2 — *Possibilité de bétonnage correct*

Il faut attendre 1934 pour qu'une règle d'espacement des armatures (diamètre du plus gros granulat majoré de 0,5 cm) apparaisse.

Toutefois, l'absence de règles n'a pas entraîné de désordres systématiques car, à l'évidence, il fallait assurer la pénétration des granulats entre les armatures. C'est seulement dans les zones où existent de nombreux ancrages par crochets, ou de forte densité d'armatures, que l'on peut avoir des doutes sur la qualité du bétonnage.

2.3.1.3 — *Ancrages - Recouvrement*

Au début du siècle, l'ancrage est généralement réalisé par crochet (crochet Considère) (fig. 31). L'ancrage en ligne droite était réservé aux recouvrements (appelés aussi chevauchement) d'armatures, nombreux à l'époque, car la longueur des barres était de 6 m. L'application du règlement de 1906 conduisait à avoir un recouvrement de soixante diamètres (armatures lisses).

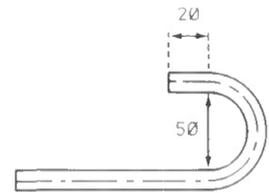


Fig. 31. — Ancrage par crochet.

Le recouvrement de barres était aussi réalisé avec des crochets pour en réduire la longueur.

Vers 1920, la longueur de scellement en ligne droite, donc de recouvrement, conseillée dans la littérature est de soixante-sept diamètres. Il est recommandé aussi d'augmenter les diamètres de courbure pour les ancrages de paquets. Dans cette même période, fut quelquefois utilisé le recouvrement par ligature de fil de fer. Ce procédé s'est avéré totalement inefficace.

Dans certains cas, le béton des zones d'ancrage ou de recouvrement était muni de frettes hélicoïdales de petit diamètre.

On note, à la même époque, l'utilisation d'ancrages par courbure et contre-courbure (fig. 32) recommandés pour les pièces triangulées fortement ferrillées.

En dehors de certains ouvrages du début du siècle, pour lesquels des doutes peuvent apparaître sur l'adhérence, surtout dans les ancrages de paquets de barres (l'effet de groupement n'était pas bien appréhendé) et dans les ancrages associés à des étriers en fer plat, les dispositions préconisées n'ont pas conduit à des désordres particuliers.

2.3.1.4 — Poussée au vide des armatures

La poussée au vide dans les angles rentrants et dans les surfaces courbes est un phénomène qui a été très vite évité dans les ponts, car il était déjà connu dans les bâtiments et réservoirs. Seules des erreurs de conception ont provoqué des désordres.

La poussée au vide de crochets droits aux abouts des pièces est abordée dans le règlement de 1934 et il y est prescrit de disposer des épingles ou un frettage (fig. 33).

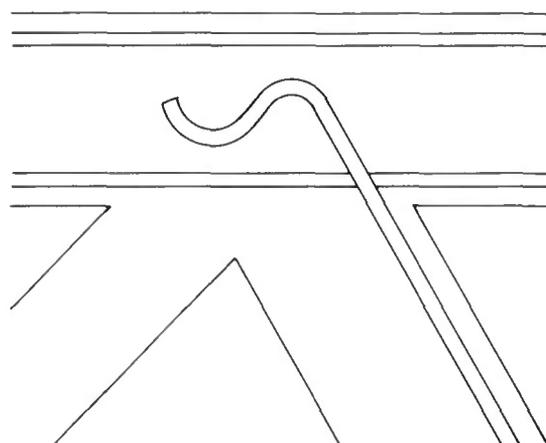


Fig. 32. — Ancrage par courbure et contre-courbure.

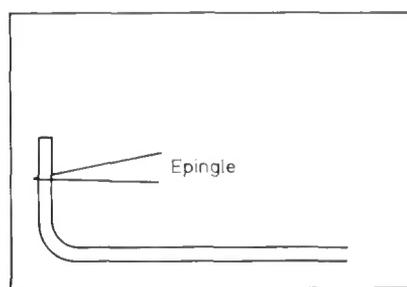


Fig. 33. — Épingle.

2.3.1.5 — Reprises de bétonnage

Dès le début du siècle, on trouve exposé dans la littérature l'intérêt de bétonner en continu. La difficulté d'une telle réalisation est cependant soulignée et l'emploi de précautions pour les reprises de bétonnage est conseillé. Le règlement de 1906 prescrit le nettoyage à vif et le mouillage de l'ancien béton. Certains documents préconisent en plus d'enduire le béton ancien d'un mortier de ciment très fluide ou de barbotine (ciment pur délayé dans de l'eau). La disposition du règlement de 1906 a été reconduite régulièrement dans les règlements ; c'est celle qui reste utilisée, sauf cas particuliers.

2.3.1.6 — Disposition générale des armatures

Il est arrivé, notamment entre 1920 et 1940, que l'on utilise des armatures sous forme de barres relevées en travées, afin de bénéficier de leur inclinaison pour la reprise des efforts tranchants. Dans le cas d'une structure en dalle, cette disposition entraîne généralement une insuffisance des armatures inférieures.

2.3.2 — Les articulations en béton armé

À côté des articulations métalliques utilisées pour des ouvrages en béton armé qui étaient copiées de la construction métallique, ont été développées des articulations en béton armé. Mais ces dernières ne fonctionnent normalement que si elles sont comprimées.

2.3.2.1 — L'articulation Considère (fin XIX^e siècle) (fig. 34)

La section de la pièce est réduite à un noyau dont la dimension est telle que sous l'effort appliqué, le béton est sollicité au-delà de sa charge de plastification. Elle permet des rotations dans deux directions : c'est une articulation ponctuelle. De part sa conception, cette articulation est sensible au flambement ; elle ne pouvait donc être utilisée que comme articulation provisoire à la construction, le noyau étant finalement enrobé de béton.

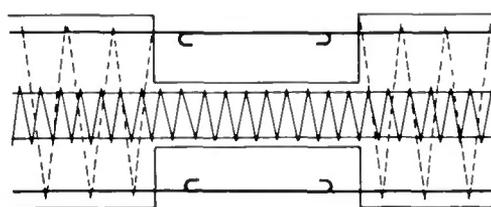


Fig. 34. — Articulation Considère.

2.3.2.2 – L'articulation Mesnager (début *xx^e* siècle) (fig. 35)

Elle se compose de deux armatures croisées dans une section de béton réduite. Elle ne permet des rotations que dans une direction : c'est une articulation linéaire.

La résistance est assurée par les armatures croisées, le noyau de béton n'ayant qu'un rôle de protection.

Mesnager n'envisageait son utilisation qu'en compression ; il l'avait mise au point pour des voûtes en béton armé. Mais l'expérience a montré que le noyau de béton se fissurait et se désagrégait.

Cette articulation a été utilisée en traction pour les suspentes des ponts en arcs à tablier inférieur ou intermédiaire (cf. § 2.2.3). Ce fut un échec complet car, en plus de la désorganisation du noyau, cet usage entraînait l'éclatement du béton de part et d'autre de l'articulation.

Au cas où certaines structures anciennes comporteraient de telles articulations, il est indispensable de les surveiller tout particulièrement.

2.3.2.3 – L'articulation Considère - Caquot (vers 1920) (fig. 36)

C'est une articulation linéaire à roulement cylindrique, son plan permettant des rotations dans une direction.

Le rayon du cylindre de roulement doit être au moins supérieur à l'épaisseur de la pièce (perpendiculairement à l'axe de rotation) et de préférence à deux fois cette épaisseur.

2.3.2.4 – L'articulation Freyssinet (vers 1920) (fig. 37)

C'est une articulation à section rétrécie de béton. Conçue à l'origine en préfabrication, elle peut aussi être réalisée en place.

L'articulation est constituée d'un prisme de béton fretté qui se comporte plastiquement. Ce type d'articulation a connu deux variantes : l'articulation linéaire (fig. 37 a) dont le prisme est remplacé par un noyau de forme cylindrique et l'articulation ponctuelle (fig. 37 b) constituée d'un noyau cylindrique (à génératrice perpendiculaire au plan d'articulation) ou éventuellement sphérique.

Nota : les deux articulations précédentes (type Considère-Caquot ou type Freyssinet) sont réalisées avec un béton généralement dosé à 600 kg/m³, composé de gravillon fin et de sable.

Le volume des aciers de frettage doit être de 4 % sur une profondeur égale à l'épaisseur des pièces de part et d'autre de l'articulation.

Pour éviter tout déplacement accidentel dans le plan de l'articulation, on a souvent disposé des armatures perpendiculairement à la génératrice de contact. Elles s'avèrent en général inutiles, voire nuisibles dans certains cas. Toutefois, en cas de risque réel de déplacement, on peut disposer soit d'armatures de petit diamètre (8 ou 10 mm) ancrées de part et d'autre de l'articulation, soit d'armatures de plus gros diamètre (20 ou 25 mm) placées dans des réservations dont la profondeur n'excède pas 4 à 5 centimètres.

2.3.2.5 – Les articulations roulantes (fig. 38)

Les articulations roulantes permettent la rotation et la translation. Appelées aussi rouleaux, bielles ou pendules, elles se composent d'une double articulation Considère-Caquot ou Freyssinet.

La hauteur de ces éléments était généralement de l'ordre de 1/50 de la longueur dilatable qui entraîne l'articulation. Les dimensions dans un plan horizontal doivent permettre d'obtenir une contrainte dans le béton inférieure ou égale à la résistance en compression limite réglementaire.

Pour les articulations Considère-Caquot, le rayon de courbure des surfaces cylindriques doit être supérieur à la largeur (de préférence égal à deux fois cette valeur) et être aussi supérieur à la demi-hauteur.

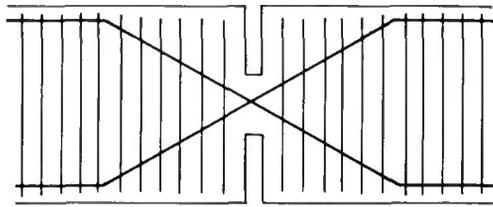


Fig. 35. — Articulation Mesnager.

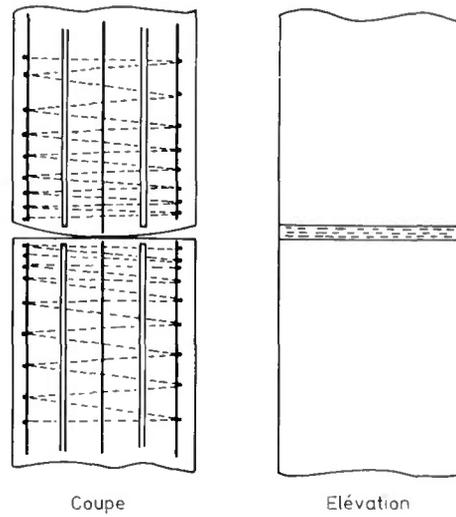
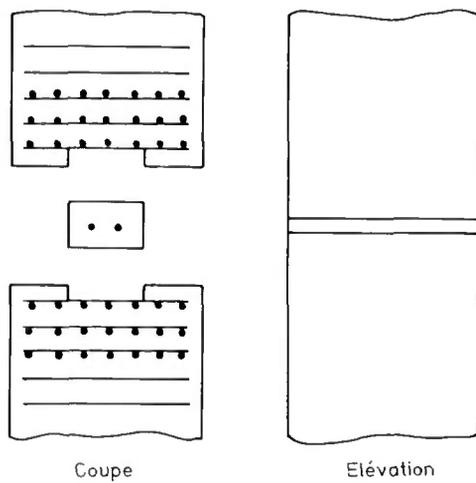
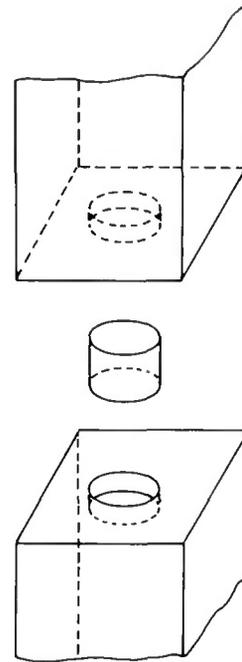


Fig. 36. — Articulation Considère-Caquot.

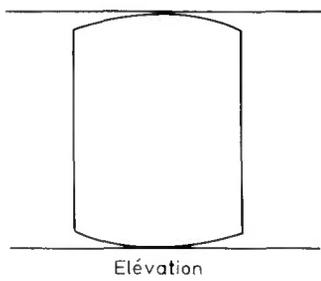
Fig. 37. — Articulation Freyssinet.



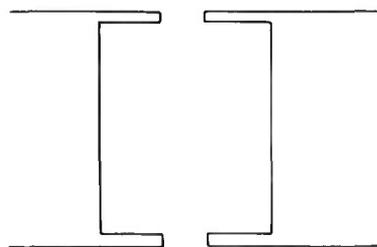
a) articulation linéaire.



b) articulation ponctuelle.



Elévation



Vue de dessus

Fig. 38. — Articulation roulante.

2.4 — DOSSIER D'OUVRAGE

Ce dossier doit être constitué en suivant les instructions du fascicule 01.

En particulier, comme il est indiqué dans le paragraphe 3.1, l'origine de nombreux désordres d'ouvrages en béton peut être expliquée par un mauvais comportement des matériaux soit du fait de leur qualité, soit du fait de leur mise en œuvre.

Il est donc essentiel que figurent dans le dossier d'ouvrage les procès-verbaux de réception des matériaux composant le béton, les fiches d'identification des armatures, les formules de composition des bétons, ainsi que les résultats des divers essais effectués par les laboratoires de contrôle. Au besoin, ces pièces doivent pouvoir être recherchées auprès de ces laboratoires.

Doit figurer également le journal de chantier relatant, entre autres, les incidents de chantier lors de la mise en œuvre (arrêt de bétonnage, tassement de cintre, etc.), ainsi que les dates de coulage et les délais de décintrement.

Pour les ouvrages les plus anciens, pour lesquels ces informations ne peuvent pas être retrouvées, il convient de réunir au minimum les résultats de toutes les investigations qui ont pu être faites sur l'ouvrage en service.

Enfin, il convient de signaler que certains ouvrages peuvent présenter un aspect trompeur, tels les arcs en béton habillés de parements en pierres. Dans ce cas, seule la consultation du dossier d'ouvrage peut permettre d'en connaître précisément la structure; à défaut, il reste la possibilité de faire des carottages.

CHAPITRE 3

Notions sur les causes et la nature des désordres

Bien que le présent fascicule soit destiné aux ouvrages en béton armé, les renseignements indiqués dans les paragraphes 3.2 et 3.3 et notamment les descriptions des causes et des manifestations des désordres issues du béton et de l'acier en tant que matériaux constitutifs, sont d'une lecture utile pour aborder ensuite les deux sous-fascicules 32-1 et 32-2 traitant des ouvrages en béton précontraint.

3.1 — PRÉAMBULE

Les ouvrages en béton armé ont été longtemps considérés comme parfaitement durables, n'appelant pas une surveillance et un entretien aussi constants que les ouvrages métalliques.

En fait, l'expérience enseigne que le matériau béton évolue dans le temps, d'autant plus que les premiers procédés de mise en œuvre ne pouvaient donner toute satisfaction (d'où amélioration continue de ceux-ci). Cette évolution est, en outre, très sensible aux conditions d'environnement.

Non seulement les aciers, bien qu'inclus dans le béton, sont susceptibles de se corroder, mais encore on a pu reconnaître les conditions d'une véritable *corrosion du béton* lui-même.

Aussi, convient-il d'être conscient, lors des opérations de surveillance et d'entretien, que l'altération du béton armé est, dans une certaine mesure, inéluctable, même si l'évolution naturelle est très lente et que ses conséquences peuvent n'apparaître qu'à assez long terme.

Bien entendu, en dehors de ces effets du vieillissement naturel, autrefois sous-estimés, les ouvrages en béton armé restent susceptibles de présenter, en raison d'une *insuffisance de la résistance des matériaux*, des désordres dont l'origine est à rechercher dans leur construction, qu'il s'agisse du projet d'exécution ou de l'exécution elle-même.

Enfin, au cours de la durée de vie de l'ouvrage, une surveillance qui n'aurait pas *décelé à temps* une évolution devenant préoccupante, soit à cause du vieillissement et de défauts structuraux, soit à cause de modification des conditions d'utilisation ou d'environnement, risquerait d'aggraver les mesures à prendre.

Le défaut d'entretien constitue en lui-même une cause de désordres. Les dépenses, voire les difficultés de la remise en état, s'en trouvent accrues.

3.2 — CAUSES DES DÉSDORDRES

Il faut garder à l'esprit que, sauf quelques cas particuliers (*cf.* § 3.2.1.3), l'altération du béton commence toujours superficiellement. Du fait des modalités de mise en œuvre du béton, la couche de surface est toujours d'une composition différente de la masse interne, elle est, en particulier, plus perméable.

3.2.1 — Les processus de dégradation des matériaux

3.2.1.1 — L'érosion, l'abrasion, les chocs

Les bétons des ouvrages en site fluvial ou maritime sont sujets à l'érosion due au charriage d'éléments solides, soit du fait d'un fort courant, soit sous l'action des vagues pour les ouvrages côtiers.

L'exposition directe du béton au contact de la circulation, qu'elle soit terrestre, fluviale ou maritime, favorise une usure de la surface par suite de frottements répétés. Cette abrasion est d'autant plus importante que la couche superficielle est moins riche en granulats durs ou que ceux-ci sont friables.

Le choc de véhicules, notamment lorsqu'ils sont hors gabarit, a pour conséquence l'apparition de griffures, d'épaufrures, voire d'éclatements de béton. Les armatures peuvent être mises à nu et elles-mêmes atteintes. Dans certains cas, la sécurité de la structure peut être compromise.

3.2.1.2 – L'action du gel

En dehors du cas d'utilisation de granulats gélifs, la sensibilisation du béton au gel dépend surtout du degré de perméabilité du béton superficiel et de la porosité des couches suivantes. Lorsque le parement n'est pas suffisamment étanche ou qu'il n'est pas protégé par une chape d'étanchéité (extrados des tabliers), l'eau remplit les pores du béton puis, sous l'effet de l'augmentation de volume accompagnant la transformation de l'eau en glace, des fissures, voire des éclatements locaux, apparaissent, surtout dans les régions de climat rude. De tels désordres se produisent toujours dans les bétons qui se sont trouvés soumis au gel avant d'avoir achevé l'exsudation de leur eau excédentaire.

Avec l'épandage des sels de déverglaçage, la percolation de la saumure produit un choc thermique qui accentue la désagrégation du béton, indépendamment du phénomène chimique évoqué dans le paragraphe 3.2.1.3.

3.2.1.3 – L'altération physico-chimique du béton

Ce type d'altération peut être dû à des agents extérieurs ou provenir des constituants même du béton.

Le phénomène chimique le plus courant se produit sous l'effet de la *percolation de l'eau*. Il est accentué par les alternances, au cours d'une même journée ou bien d'une saison à l'autre, d'atmosphère sèche puis humide.

À la fin d'une période sèche, lorsque l'humidité de l'air augmente, l'eau percole plus facilement à travers le béton et en dissout certains constituants (la chaux en particulier) qu'elle transporte à l'extérieur du béton. La porosité est alors augmentée, ce qui favorisera ultérieurement le phénomène.

Cette réaction est accentuée lorsque l'atmosphère est chargée en anhydride sulfureux. Il en résulte naturellement une diminution de la résistance mécanique du béton, et surtout une diminution de son alcalinité dont les conséquences sur la protection des armatures sont décrites dans le paragraphe 3.2.1.4.

La percolation s'accompagne souvent de l'apparition de taches d'efflorescence caractéristiques ou de stalactites (fig. 39).

La *carbonatation du béton* consiste en une fixation du gaz carbonique atmosphérique sur certains constituants du béton (chaux notamment). La réaction progresse de l'extérieur vers l'intérieur avec une diminution de l'alcalinité, mais sans perte de résistance du béton. Elle favorise la corrosion des armatures (cf. § 3.2.1.4).

Ce phénomène se produit à partir de toutes les surfaces au voisinage desquelles l'air peut circuler librement, y compris celles à l'intérieur des fissures dont l'ouverture est suffisamment importante (supérieure à 0,3 mm). Il peut ne provoquer aucune manifestation visible.

La *corrosion du béton* se produit également lorsque l'ouvrage est situé en ambiance agressive (fumées industrielles ou autres) ou au contact de substances diverses contenant notamment des sulfates et des chlorures.

Les sulfates se trouvent dans certaines eaux souterraines et dans l'eau de mer. Les chlorures sont également présents dans l'eau de mer et surtout dans les sels de déverglaçage.

La diffusion de ces agents chimiques transportés par l'eau par capillarité intéresse progressivement une profondeur croissante du béton.

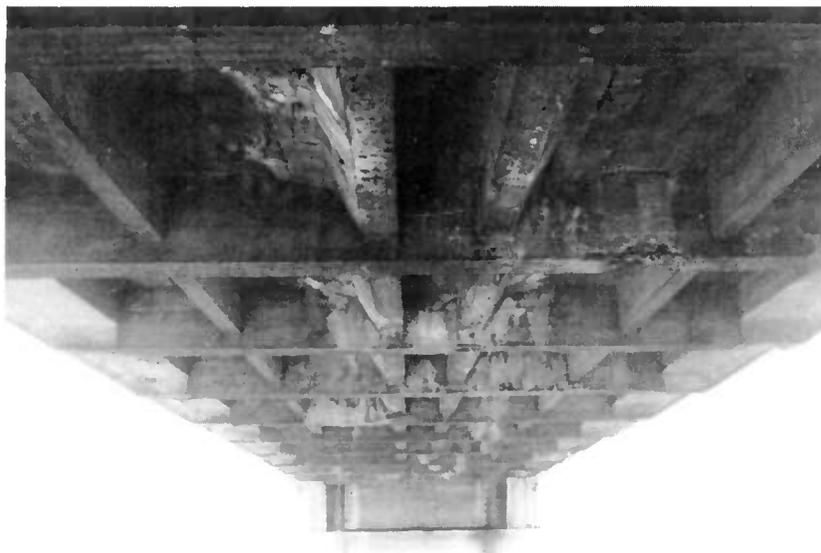


Fig. 39. —
Efflorescences dues
à la percolation de l'eau.

En présence de sulfates, il se produit avec la chaux et les aluminates du ciment des réactions provoquant l'apparition de composés nouveaux expansifs, tels les sels de Candlot (ettringite).

Les chlorures ont, quant à eux, une action nocive sur les armatures lorsque celles-ci sont atteintes (*cf.* § 3.2.1.4).

Enfin, si le béton est soumis à des alternances d'immersion et d'émersion, ce qui est le cas des parties d'ouvrage en site fluvial ou maritime, la succession d'états de saturation et de dessiccation produit en surface des gonflements suivis de rétractions qui sont la cause de fissurations.

Il existe aussi des cas d'altération du béton dans sa masse, sans intervention d'éléments compressifs extérieurs. C'est le résultat de l'ensemble des réactions liants-granulats, dont la plus connue est la réaction alcali-silice ou alcali-réaction. Elles se traduisent par la formation de gels expansifs autour des granulats, qui provoque le gonflement du béton, puis une fissuration plus ou moins maillée susceptible d'entraîner, dans certains cas, la désorganisation complète du béton (*fig.* 40).

Ce phénomène est lent et se manifeste généralement après plusieurs années, voire plusieurs décennies. Son identification nécessite le recours à des spécialistes.



Fig. 40. —
Faciès typique
de dégradation
par alcali-réaction.

3.2.1.4 — La corrosion des armatures

Les armatures noyées à l'intérieur du béton sont naturellement protégées par l'alcalinité du ciment qui rend le milieu passivant (pH supérieur à 12).

Or, les processus de percolation et de carbonatation décrits dans le paragraphe 3.2.1.3 progressant lentement de la surface vers l'intérieur diminuent cette alcalinité.

La passivation est d'autant plus compromise que la qualité du béton est médiocre (porosité importante), que l'épaisseur d'enrobage est insuffisante ou qu'un réseau de fissuration * permet à l'eau de pénétrer plus facilement dans le béton.

Dans tous les cas, la corrosion des armatures est largement favorisée par la présence de chlorures, même sans abaissement de l'alcalinité (ce qui concerne particulièrement les extrados des tabliers dont la chape est défectueuse, sinon absente, et sur lesquels sont déversés des sels de déverglaçage).

Cette corrosion a deux conséquences :

- le gonflement des armatures dû à l'expansion de la rouille qui provoque le décollement du béton suivi de son éclatement (fig. 41 a et b) ;
- à plus long terme, la réduction de section des aciers, ce qui est surtout sensible pour les aciers de petit diamètre, notamment les étriers d'effort tranchant qui, petit à petit, disparaissent.

L'attaque se développant, il y a à la fois réduction des sections résistantes et, à terme, *perte de l'adhérence acier-béton* ; la résistance de la structure est alors compromise si l'évolution du phénomène n'est pas entravée.

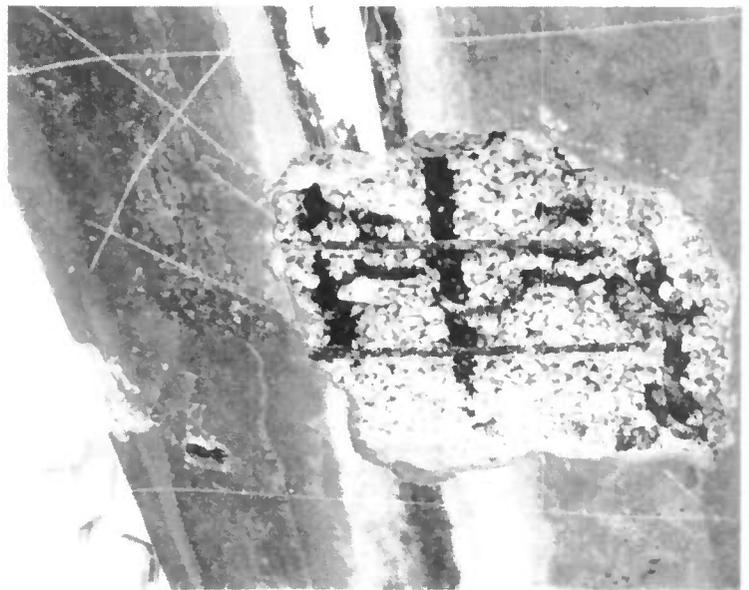


Fig. 41. —
Corrosion des armatures
et éclatement du béton.

* Il est toutefois admis qu'en exposition normale, les armatures restent protégées si l'ouverture des fissures est inférieure à 0,3 mm environ.

3.2.1.5 — Conséquences du retrait différé

Dans les structures en béton armé, si les phénomènes de retrait ont été convenablement pris en compte lors de la conception de l'ouvrage, la conséquence du retrait est une microfissuration. Dans le cas contraire, une fissuration traversante peut se produire dont l'importance (nombre de fissures et ouverture de celles-ci) dépend de la géométrie de la pièce et de la densité d'armatures.

3.2.2 — Insuffisances de l'ouvrage dès la construction

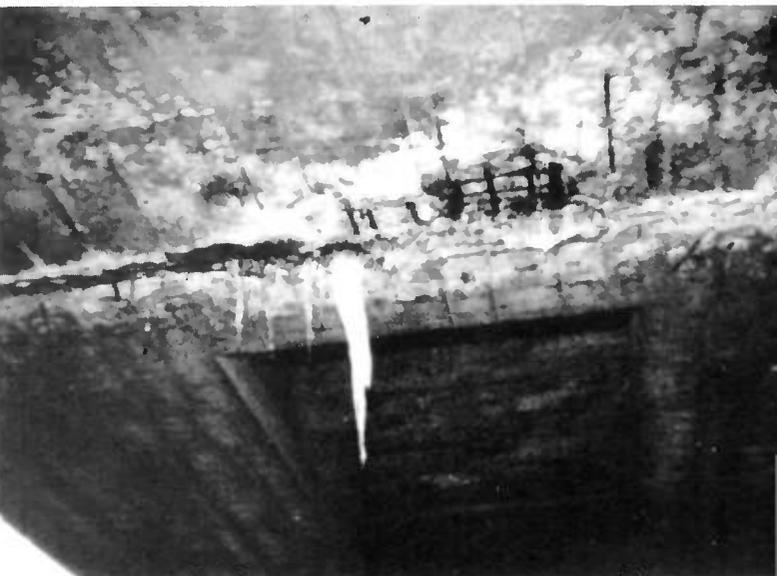
La recherche des causes de désordres peut conduire à remonter jusqu'à la conception de l'ouvrage. Certains choix, certaines hypothèses peuvent se révéler inadaptés ou contredits par l'expérience, le progrès des méthodes de calcul et des méthodes d'exécution.

Les cas suivants en donnent quelques exemples :

- adoption d'un type d'ouvrage inadéquat, eu égard au sol de fondation ou à la nature de l'obstacle à franchir ;
- adaptation maladroite des dispositions d'un dossier type (ex. : accrochage de murs en retour aux piédroits d'un portique fondé sur pieux) ;
- sous-estimation des effets dits secondaires dans les ponts très larges, très biais ou courbes ;
- modélisation insuffisante de structures complexes ;
- absence ou insuffisance d'une étanchéité et d'un système cohérent d'évacuation de l'eau hors de l'ouvrage (fig. 42 a et b).



a — chaussée.



b — intrados.

Fig. 42. —
Absence d'évacuation de l'eau
et conséquences.

Outre des erreurs et fautes éventuelles dans le dimensionnement, le gestionnaire doit également s'attacher à déceler les faiblesses dans la fabrication et la mise en œuvre des éléments de l'ouvrage, ainsi que dans les dispositions constructives adoptées.

L'énumération suivante se réfère à des cas effectivement rencontrés. Elle ne saurait être considérée comme exhaustive.

3.2.2.1 — Causes tenant au projet d'exécution

Ces causes proviennent essentiellement d'un non-respect des règles de bonne construction :

- insuffisances de ferrailage :
 - absence ou insuffisance d'étriers et de cadres généraux,
 - absence d'armatures de peau,
 - recouvrements et ancrages trop courts,
 - arrêts de barres mal disposés ;
- défauts dans les plans de ferrailage :
 - encombrement d'armatures ayant empêché un remplissage correct du moule,
 - non-reprise des poussées au vide des armatures,
 - maillage trop large (les panneaux non armés peuvent se fissurer) ;
- dispositions constructives défectueuses :
 - insuffisance d'enrobage,
 - brusque changement de section d'une pièce ; une telle variation entraîne quasi systématiquement l'apparition de fissures au droit du changement de section,
 - absence de dispositions particulières pour résister à des forces concentrées, surtout lorsqu'elles sont temporaires,
 - fixation de corniches ou d'équipements (tels les garde-corps) favorisant des circulations d'eau dans la structure,
 - absence de relevés d'étanchéité adéquats,
 - absence ou mauvais choix des joints de chaussée,
 - appareils d'appuis inadéquats.

Certaines dispositions ne sont pas à proprement parler à l'origine de désordres, mais contribuent à leur aggravation en rendant plus difficile les possibilités de visite et d'entretien :

- présence d'articulation à la clef de certains arcs. Les désordres des articulations sont décrits dans le fascicule 13 ;
- appuis de travées indépendantes sur des consoles cantilever ;
- appareils d'appui, système de drainage, non accessibles ;
- points de vérinage du tablier inexistant ;
- systèmes de drainage inaccessibles.

3.2.2.2 — Causes tenant aux conditions d'exécution

La qualité du béton prévue au projet (résistance à la compression, maniabilité) peut avoir été compromise :

- lors de l'étude de la composition, du fait de la nature et de la qualité des granulats réellement employés, de l'inadaptation du ciment à la nature de l'ouvrage, etc. ;
- lors de la fabrication : non-respect de la formule, ajout intempestif d'eau, utilisation inopportune d'adjuvants.

La fabrication des *cages d'armatures* peut également avoir conduit à certains déboires :

- aciers doux substitués de façon irréfléchie aux aciers HA prévus à l'origine (ou inversement) ;



Fig. 43. —
Cage d'armatures
déformée à la manutention.

Fig. 44. —
Conséquences
d'une insuffisance d'enrobage
en intrados.



- manutention de cages d'armatures pré-façonnées insuffisamment rigides (fig. 43) ;
- oubli de certains aciers importants.

Il en va de même lors de la fabrication des *cintres* et des *coffrages* qui peuvent avoir été insuffisamment rigides et mal étayés, les contreflèches parfois inadaptées, les joints de panneaux défectueux, le nombre des réemplois excessif.

Lors de la *construction* de l'ouvrage, d'autres causes de désordres ont pu intervenir :

- arrimage défectueux du ferrailage, calage inapte à réaliser les épaisseurs d'enrobage prévues (fig. 44) ;
- défauts de positionnement des armatures, manque de couture en cas de reprise de bétonnage ;
- soudure d'aciers non soudables ;
- pliage et dépliage d'armatures HA ;
- nettoyage des fonds de coffrage insuffisant, laissant apparaître le maillage des armatures (à distinguer de la corrosion) ;
- reprise de bétonnage mal exécuté : lignes disgracieuses, ragréages guère plus esthétiques ;

- lors de la mise en place du béton : hauteur de chute excessive, vibration mal conduite entraînant ségrégation, nids de cailloux, défauts de remplissage, cavités parfois recouvertes par une mince pellicule de liant ;
- traitement thermique mal maîtrisé conduisant à des fissurations ;
- absence ou insuffisance de cure, ce qui accroît la perméabilité du béton et crée une fissuration superficielle ;
- décentrement précoce entraînant des déformations excessives, voire de la fissuration ;
- manque de précaution dans la manutention d'éléments préfabriqués à l'origine d'épaufrures ;
- absence de jeu suffisant aux joints de dilatation ;
- défaut de qualité du renformis sous chape d'étanchéité et de la chape elle-même. Ce défaut est particulièrement fréquent dans les ouvrages construits avant les années 1950.

Enfin, certaines improvisations sont parfois fort malencontreuses et peuvent expliquer des désordres apparemment inexplicables (exemple : coupe de crosses d'ancrage gênant la mise en place du béton).

3.2.3 — Modification des conditions d'utilisation ou d'environnement — Défaut d'entretien

- Circulation d'engins de terrassement sur un tablier dont le béton était encore jeune.
- Passage de charges ou de convois exceptionnels non prévus. Intensification du trafic lourd.
- Rechargement abusif de la chaussée.
- Altération de l'air ambiant (fumées industrielles), changement du régime des eaux.
- Exécution par les permissionnaires de voirie de travaux nuisibles à l'ouvrage (accrochage de dispositifs divers, percements de culées, d'entretoises).
- Défaut d'entretien du système d'évacuation des eaux et des joints de chaussée.
- Défaut de protection d'armatures mises à nu accidentellement ou non.
- Défaut de correction des effets d'un mauvais fonctionnement des appuis, notamment dans le cas de mouvements du tablier d'un pont biais, ou courbe, ou présentant une pente transversale.

3.3 — MANIFESTATION DES DÉSDORDRES

Des signes extérieurs par lesquels les désordres se manifestent, quel que soit le type d'ouvrage, sont traités dans ce paragraphe. Le paragraphe 3.4 précise ensuite la nature des désordres spécifiques, éventuels à chaque type.

3.3.1 — La fissuration

3.3.1.1 — Généralités

En béton armé, les fissures ne sont pas à considérer *a priori* comme un désordre. Leur existence et leur configuration doivent cependant toujours attirer l'attention du visiteur, car elles peuvent rendre le matériau plus sensible à certaines agressions, comme il a été dit dans le paragraphe 3.2.1.

Si la structure a été correctement dimensionnée, un nombre suffisant d'armatures assure la reprise des efforts de traction, ce qui limite l'ouverture des fissures en fonctionnement normal. Le système de fissuration inhérent au béton armé apparaît dès le chargement de l'ouvrage ; il n'évolue pas tant que le mode de fonctionnement correspond au schéma de calcul.

Une grande ouverture des fissures, une *évolution* de leur importance (longueur, ouverture) et de leur nombre laissent présumer un comportement pathologique. Dans le cas où

les visites font apparaître une évolution significative, il est nécessaire d'en rechercher les causes. En particulier, lorsque des fissures dépassent 0,3 mm, il y a lieu d'analyser le fonctionnement de la pièce incriminée.

L'apparition de fissures importantes peut être le signe d'une plastification des armatures tendues. Elle peut aussi traduire une perte d'adhérence des aciers au béton par suite d'une corrosion très avancée ou d'une dislocation interne du béton. Ce phénomène est très grave et appelle des mesures immédiates de sauvegarde.

3.3.1.2 — Description

Pour la description des fissures, il convient de se référer aux catégories suivantes :

- sur une face horizontale (ou quasi horizontale) :
 - les fissures longitudinales (sensiblement parallèles à l'axe longitudinal du tablier),
 - les fissures transversales (sensiblement perpendiculaires à l'axe longitudinal du tablier),
 - les fissures obliques (autres directions) ;
- sur une face verticale (ou quasi verticale) :
 - les fissures horizontales,
 - les fissures verticales,
 - les fissures inclinées.

3.3.1.3 — Localisation

La localisation préférentielle des fissures dépend du type d'ouvrage et de son fonctionnement (cf. § 3.4).

On peut indiquer d'une manière générale que les tractions dans le béton, résultant du retrait gêné par les armatures longitudinales, créent des fissures suivant les armatures transversales. Dans le cas de dalles, le maillage des armatures impose parfois le réseau de fissuration. Ces fissures peuvent être assez ouvertes, mais leur profondeur se limite généralement au premier lit d'armatures rencontré.

Il convient de préciser que les fissures ne sont pas toutes visibles, notamment celles qui se produisent en extrados des tabliers dans les zones de continuité des poutres et des dalles et qui sont masquées par la chape d'étanchéité ; d'où l'importance de la bonne qualité de cette dernière.

3.3.2 — Les éclatements de béton

Hormis le cas de chocs déjà évoqué, ces éclatements se produisent lorsque la corrosion des armatures décrite dans le paragraphe 3.2.1.4 a atteint un stade important.



Le foisonnement de la rouille provoque à la périphérie des armatures des contraintes importantes, le béton d'enrobage se fissure puis se décolle laissant l'armature définitivement sans protection (fig. 45).

Fig. 45. —
Foisonnement des armatures
par la rouille
et éclatement du béton.

Quand ce désordre est généralisé sur de grandes surfaces, il revêt toujours un caractère spectaculaire, l'épaisseur de la rouille étant beaucoup plus importante que la réduction d'épaisseur de l'acier, il convient alors de prendre rapidement des mesures.

En effet, cette mise à nu des armatures annonce deux phénomènes graves :

- la diminution de section qui, à la limite, entraîne la rupture de l'acier pouvant se traduire par une déformation anormale de l'élément en cause ;
- la perte de l'adhérence acier-béton évoquée dans le paragraphe 3.3.1.1.

3.3.3 — Défauts de surface

Certains de ces défauts n'ont qu'une incidence esthétique, c'est le cas des salissures, fuites de laitance, différences de teinte, ou n'ont qu'une influence limitée : bullage, arrachements et ségrégation localisés, inclusions diverses (bois, papier, clous).

Les taches de rouille peuvent n'être que superficielles, si elles ne sont que la conséquence de déchets de ligatures laissés en fond de coffrage ou de coulures en cas de bétonnage après une période pluvieuse. Mais elles peuvent être aussi la manifestation extérieure d'une corrosion des armatures, ce qui est plus grave.

Les efflorescences, les stalactites et les traces de calcite soulignant les fissures témoignent de la circulation d'eau à travers le béton (fig. 46). Cette circulation peut être encore active ou avoir déjà cessé (suite à la réfection de la chape d'étanchéité, par exemple).



Fig. 46. —
Efflorescences
et stalactites.

Dans les deux cas, seule la surveillance continue et périodique pourra établir, avec suffisamment de certitude, s'il s'agit de phénomènes appelés à évoluer défavorablement.

Les faïençages et gonflements peuvent être le signe d'une dégradation interne du béton susceptible d'engendrer à terme des désordres graves. Une surveillance accrue des ouvrages qui présentent ces défauts est nécessaire pour en apprécier l'évolution et faciliter le diagnostic.

Tous les autres défauts (poussiérage, poudroïement, nids de cailloux, ségrégation, pelade, écaillage) sont à considérer, même s'ils semblent mineurs, dans la mesure où ils diminuent l'efficacité de la protection des armatures. L'évolution des désordres est progressive et aboutit aux phénomènes décrits plus haut.

3.3.4 — Défauts géométriques à grande échelle

Hormis le cas d'un mouvement imprévu du cintre ou de l'ossature du coffrage lors de la construction, des défauts apparaissant dans la géométrie d'ensemble de la structure, trahissent un comportement anormal des appuis et des fondations et/ou du tablier. Leur caractère est d'autant plus grave que la partie d'ouvrage en cause joue un rôle porteur dans la structure.

Le cas des appuis et des fondations est traité dans les fascicules 10, 11 et 12.

Pour le tablier, il s'agit essentiellement de flèches permanentes (fig. 47) qui révèlent, à défaut d'un tassement anormal des appuis, une insuffisance de la résistance structurale. À cet égard, l'effet du gradient thermique ne doit pas être oublié.

Généralement, cette insuffisance de résistance est précédée de l'apparition d'autres désordres, comme la fissuration, qui doivent normalement alerter à temps le gestionnaire sur l'évolution de l'ouvrage.



Fig. 47. —
Flèche anormale
d'un tablier.

3.4 — DÉSORDRES SPÉCIFIQUES DES DIFFÉRENTS TYPES DE STRUCTURE

3.4.1 — Les ponts-dalles, cadres et portiques

Les désordres décrits ci-après concernent tant les ouvrages ayant fait l'objet de dossiers pilotes (PSIDA, PICF, PIPO, POD, etc.) que les ouvrages plus anciens analogues.

Ces derniers sont, en outre, sujets aux désordres liés à la confection et à la mise en œuvre des bétons de l'époque, ainsi qu'à l'utilisation d'appareils d'appui rudimentaires dont le fonctionnement s'est révélé, par la suite, défaillant, contrariant la libre dilatation des tabliers.

3.4.1.1 — Les ponts-dalles à travées indépendantes ou continues

a) L'effet du gradient thermique

Les tabliers de grande largeur et comprenant plusieurs travées continues peuvent présenter une fissuration en intrados, due à l'existence d'un gradient thermique (différence de température) entre l'intrados et l'extrados du tablier. Si ces fissures sont seulement longitudinales, elles ne paraissent pas dangereuses, même à long terme, sous réserve qu'elles soient colmatées.

Quelques fissures peuvent également être constatées pour des dalles épaisses, dues probablement à des gradients thermiques à la construction durant la prise du béton.

b) Les conséquences de dispositions particulières de ferrailage

Dans les angles des ponts très biais, un système de fissuration perpendiculaire à la ligne d'appui peut se développer. Si les armatures ne sont pas en nombre suffisant pour reprendre les tractions, il peut en découler la désolidarisation du coin du tablier. Cela est notamment le cas lorsque les directions des armatures longitudinales et transversales sont telles qu'elles forment entre elles un angle petit (fig. 48).

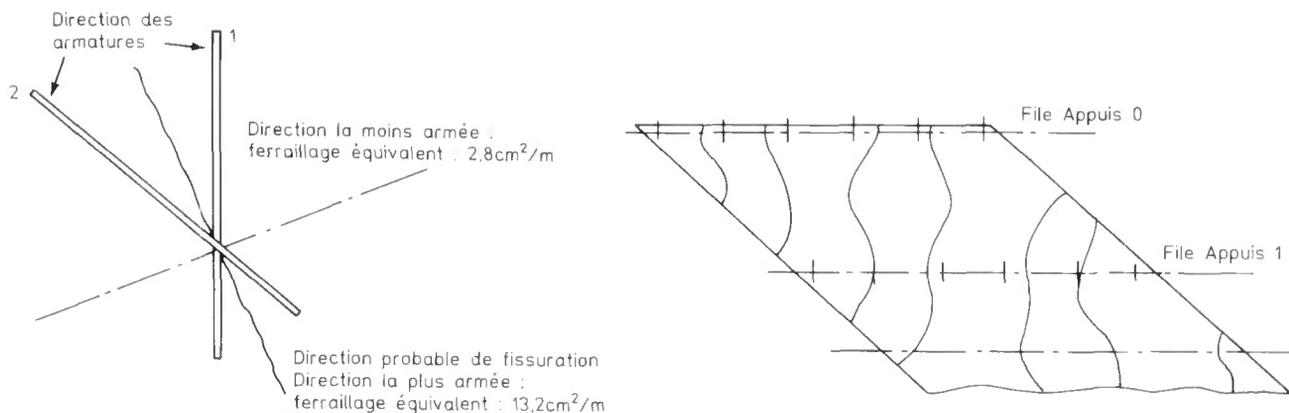


Fig. 48. — Fissuration d'une dalle biaise.

Dans les encorbellements de PSIDA, dont les armatures longitudinales sont concentrées dans la nervure centrale, des fissures transversales sont parfois notées, au droit des appuis. Ces fissures, visibles en intrados de l'encorbellement, témoignent de la fissuration existant en extrados de la nervure.

L'absence d'un ferrailage créant à chaque ligne d'appui un chevêtre incorporé, ne permet pas une bonne répartition des charges concentrées au droit des appareils d'appui ; il s'ensuit l'apparition de fissures longitudinales entre ces derniers, fissures qui peuvent conduire à terme à modifier parfois considérablement la répartition des descentes de charge initialement prévue sur chaque appareil d'appui.

3.4.1.2 — Les ponts cadres et les portiques

a) Traverses et piédroits

Les désordres ont essentiellement pour origine le tassement différentiel du sol de fondation, le retrait du béton entre des parties d'ouvrage coulées à des périodes différentes (semelle-piédroit, piédroit-traverse) et surtout l'action de la poussée des terres sur la structure.

Dans ce dernier cas, il s'agit le plus souvent d'une mauvaise prise en compte de l'action réelle de cette poussée suite à :

- un remblaiement prématuré contre un béton n'ayant pas atteint une résistance suffisante ;
- l'utilisation d'un mauvais matériau de remblai sensible à l'eau ;
- la dissymétrie dans la mise en œuvre des remblais ;
- le passage d'engins de terrassement trop près de la structure ;
- l'absence ou l'inefficacité du drainage.

Les désordres, qui résultent des causes décrites, se manifestent sous les formes suivantes (fig. 49) :

- une fissuration longitudinale et verticale. Les fissures se développent essentiellement dans les piédroits, souvent au-dessus des barbacanes, et, dans certains cas, se prolongent dans les goussets et la traverse supérieure ;
- une fissuration oblique dans les angles de la traverse supérieure que présentent parfois les ponts biais ;

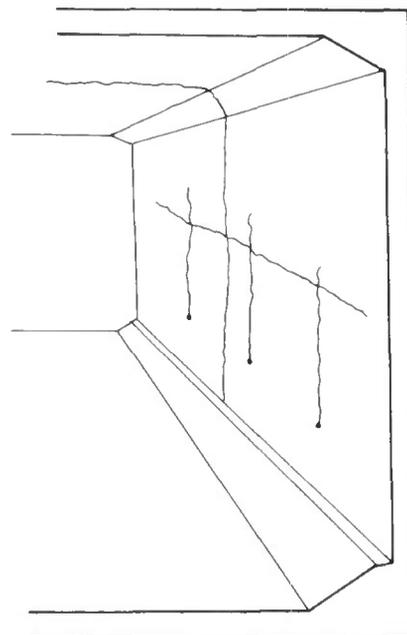


Fig. 49. — Fissuration pouvant affecter les piédroits et traverses des portiques et cadres.

— une fissuration transversale et horizontale. Les fissures affectent les piédroits, en particulier au niveau des joints de reprise de bétonnage. De telles fissures doivent toujours être considérées comme préoccupantes.

b) Murs en retour ou en aile

Le plus souvent, les murs sont fondés sur des semelles indépendantes. Par suite des mouvements différents des fondations, la partie supérieure du mur peut, soit se mettre en butée contre le piédroit de l'ouvrage, ce qui provoque des épaufrures de béton, soit, au contraire, avoir tendance à s'écarter du piédroit ouvrant ainsi un passage à l'eau et aux éléments fins du matériau de remblai. Si, en outre, une corniche est placée « à cheval » sur la traverse et le mur, elle peut se fissurer.

Si les murs sont encastrés sur les piédroits, un tassement différentiel peut faire apparaître, sur ces murs, des fissures, en général isolées, inclinées et venant mourir au droit de l'encastrement.

Il peut arriver que certains murs n'aient pas été ferrailés sur la face avant, ce qui entraîne l'apparition de fissures assez fines et régulières.

3.4.2 — Les ponts à poutres

Dans cet article sont décrits des désordres affectant tous les ouvrages dont le tablier est composé de poutres supportant un hourdis. Comme ces désordres se retrouvent assez fréquemment d'un type de tablier à l'autre, il est inutile de passer en revue successivement tous les types d'ouvrage décrits dans le paragraphe 2.2.2 de ce fascicule.

Par contre, plusieurs cas de figure peuvent être distingués selon qu'il s'agit de structures anciennes, de ponts à poutres sous chaussée ou de ponts à poutres latérales.

a) Les structures anciennes (conçues avant les années 1950)

Une de leurs particularités réside dans ce que la bordure de trottoir est constituée par la surélévation d'une poutre de rive ou d'un longeron. Les eaux de pluie ou de déverglaçage sont ainsi dirigées contre une partie vitale de la structure et il est fréquent de constater que de tels longerons ou poutres sont beaucoup plus dégradés que les autres. En outre, le nez de ces « bordures » était protégé par une cornière métallique souvent descellée au bout d'un certain temps, d'où un risque pour les véhicules.

Les hourdis, qu'il s'agisse des dalles de roulement ou des trottoirs, sont en général de faible épaisseur et donc susceptibles de céder au poinçonnement des charges ponctuelles, d'autant plus lorsque le béton est désorganisé par la circulation de l'eau. Pour les dalles de roulement, ce risque apparaît lorsqu'il est procédé à l'enlèvement de l'ancienne chaussée (sable + pavés), dont l'épaisseur favorisait la répartition des charges, pour la remplacer par un revêtement plus mince sans que cette diminution d'épaisseur ne soit compensée par la pose d'un renformis.

Les hourdis ont été calculés le plus souvent supposés appuyés sur leur contour, avec des charges dont l'intensité s'est accrue depuis. Leur continuité sur poutres et entretoises est donc en général faiblement assurée et il peut se produire une fissuration au droit de ces appuis (dommageable en cas de défaillance de la chape d'étanchéité), éventuellement suivie d'une fissuration en intrados au centre de la dalle.

Certaines structures ont été conçues de façon à former des caissons avec un risque d'emprisonnement d'eau de pluie à l'intérieur.

b) Les ponts à poutres sous chaussées

Les désordres les plus graves affectant ces structures se manifestent par des fissures inclinées à 45° au voisinage des abouts (fig. 50). Il peut s'agir de fissures de flexion, mais elles peuvent aussi résulter d'une insuffisance de résistance à l'effort tranchant : elles remontent alors au-delà de la fibre neutre de la poutre, ce qui entraîne un risque de rupture et nécessite une intervention à brève échéance.

L'absence de cadres ou leur insuffisance dans les talons de poutre entraîne des fissures longitudinales dans ces derniers. De même, l'absence de ferrailage de peau dans les

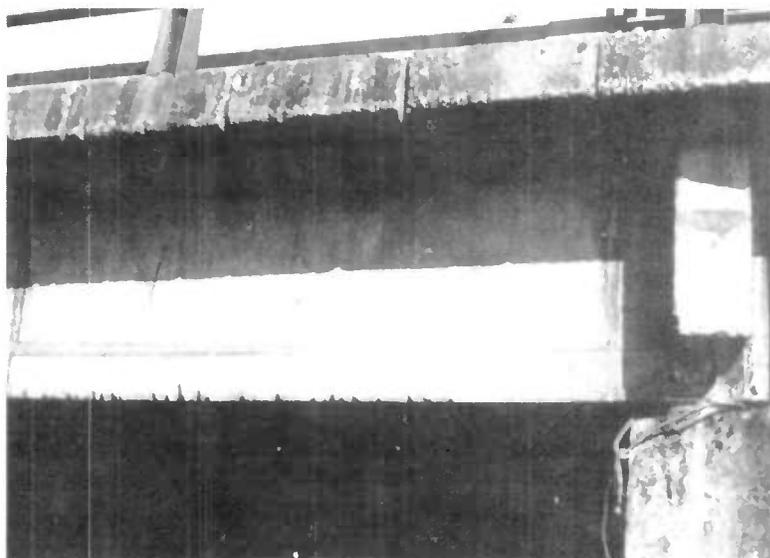


Fig. 50. —
Fissures inclinées
au voisinage des bouts
d'une poutre.

âmes crée, dans ces dernières, des fissures dont la largeur peut être importante. Dans les deux cas, et pour éviter les conséquences décrites dans le paragraphe 3.2, il est nécessaire de colmater ces fissures.

En ce qui concerne la description des fissures, il convient de se reporter au paragraphe 3.3.1.2.

c) Les ponts à poutres latérales à treillis et les bow-strings

Bien qu'il s'agisse de structures dont le fonctionnement est différent, ces ouvrages, construits dans les mêmes périodes, présentent des désordres analogues dus à la conception :

- pièces élancées,
- nœuds d'assemblages complexes,
- ferrailage important (surtout pour les pièces tendues),

ainsi qu'au mode de réalisation :

- mise en place du béton sans vibration,
- utilisation d'armatures de gros diamètre,
- réalisation fractionnée des pièces.

Les désordres observés sont :

- sur les bow-strings : fissures longitudinales (avec éventuellement éclatement du béton dans les extrados des arcs) ;
- dans les deux cas, infiltration de l'eau à travers les pièces situées en élévation. Ces pièces ont parfois été protégées par un mortier qui s'est fissuré ou décollé. L'eau descend le long des aiguilles du bow-string ou des barres du treillis et ressort sous le tablier en formant des efflorescences et/ou des stalactites et en favorisant l'épaufrage du béton ;
- quelle que soit la structure, il existe généralement des vides importants dus à l'encombrement des aciers aux nœuds ;
- ces structures présentent, en outre, des éléments en élévation par rapport à la chaussée, exposés au choc des véhicules, aiguilles, montants et diagonales, ainsi que des pièces de contreventement qui peuvent être heurtées par les véhicules en surgabarit.

3.4.3 – Les ponts voûtes et les arcs en béton non armé ou armé

Ces ouvrages, en particulier les plus anciens, présentent des désordres similaires à ceux décrits dans le fascicule 30 « Ponts en maçonnerie ».

Ils sont surtout sensibles aux mouvements, même faibles, des appuis, au retrait et aux effets thermiques.

a) Les mouvements des appuis peuvent provenir :

- d'une modification du terrain environnant : ouverture de fouilles trop proches de l'ouvrage par exemple ;
- d'un affouillement des fondations ;
- d'un tassement différentiel d'appui à appui avec ouverture d'une fissure transversale à la clef et de fissures horizontales dans les tympans (fig. 51) ;
- d'un tassement différentiel transversal sous une même ligne d'appui ; ce désordre n'affecte que les voûtes de grande largeur et de faible ouverture. Il entraîne l'apparition de fissures longitudinales.



Fig. 51. —
Conséquences
d'un tassement différentiel
entre appuis.

a — fissuration à la clé.



b — fissuration du tympan.

b) Les effets thermiques

Ils créent surtout des désordres dans les voûtes non armées ou faiblement armées. Les fissures de traction qui apparaissent à la clef et aux reins de la voûte peuvent se développer de façon importante du fait de l'insuffisance d'armatures.

c) Les désordres liés aux pilettes

Dans les ponts munis de voûtes d'élégissement, ou lorsque l'arc est à tablier supérieur ou intermédiaire, des fissures transversales en intrados de l'arc peuvent apparaître au droit des pilettes. Ces fissures, actives sous les effets thermiques, viennent de ce que les déformations de la voûte ou de l'arc sont contrariées par ces pilettes qui transmettent des descentes de charge importantes.

En outre, ces pilettes sont fissurées à leurs encastresments sur la voûte et sur le tablier. Cela peut devenir préoccupant et doit donc attirer l'attention du gestionnaire afin qu'il en surveille l'évolution.

d) Les désordres des articulations

Les articulations peuvent ne plus être en état du simple fait de l'accumulation de débris divers.

Les arcs présentent parfois des articulations par rétrécissement de la section de béton de l'un des types décrits au paragraphe 2.3.2.2. Si les dimensions de la pastille de béton sont insuffisantes, cette dernière se désagrège et les armatures se trouvent exposées au flambement.

Enfin, les articulations peuvent être bloquées par mise en butée du garde-corps si celui-ci est suffisamment rigide.

e) Fissuration longitudinale des arcs

Ce désordre se produit par suite d'une insuffisance, voire une absence, de ferrailage transversale. Le béton n'est alors pas fretté vis-à-vis des tractions résultant des efforts de compression dans l'arc.

De telles fissures se produisent également lorsque les arcs sont constitués de caissons du fait des raideurs différentes des âmes et du hourdis (fig. 52).

f) Autres désordres

Lorsque l'arc est à tablier supérieur ou intermédiaire, l'about du tablier a tendance à se soulever lorsqu'une charge est appliquée au-delà de la première pilette, ce qui occasionne des battements préjudiciables à la bonne tenue de l'appareil d'appui et de l'about du tablier lui-même.

Lorsque, pour élargir une chaussée, l'ouvrage en béton est accolé à une voûte plus ancienne qu'elle soit en béton ou en maçonnerie, il se produit quasi systématiquement une fissure au raccord entre les deux ouvrages. Cette fissure provient de la différence de tassement et/ou de souplesse entre les deux structures ou encore du retrait différentiel.

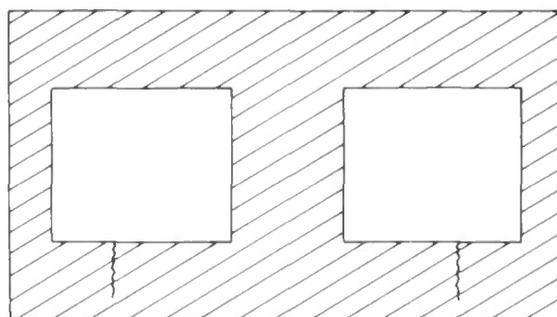


Fig. 52. — Fissuration longitudinale d'arcs en caisson.

3.4.4 — Les ponts à poutrelles enrobées

a) Dans les structures les plus anciennes, le profilé métallique est entièrement noyé dans le béton dont la partie inférieure a tendance, au cours du temps, à se décoller (fig. 53).



Fig. 53. — Pont à poutrelles enrobées : décollement du béton sous les poutrelles.



b) Dans les tabliers plus modernes, les faces inférieures des poutrelles sont apparentes et sont, de ce fait, sensibles à la corrosion qui peut provenir de l'extérieur par condensation (fig. 54), ou de l'eau ayant cheminé à travers le béton, en cas de la défaillance de la chape d'étanchéité.

Fig. 54. —
Pont à poutrelles enrobées apparentes :
conséquences du ruissellement
et de la condensation.

CHAPITRE 4

Surveillance

4.1 — GÉNÉRALITÉS

4.1.1 — La distinction entre béton armé et béton précontraint n'est pas toujours aisée, notamment dans le cas de ponts-dalles. Il est donc indispensable de consulter le dossier d'ouvrage ou de procéder à une enquête si ce dossier n'est pas disponible. L'âge de l'ouvrage, ses dimensions, peuvent constituer des indices qu'il faut toutefois utiliser avec précautions. En cas de doute, il convient de recourir à un spécialiste.

4.1.2 — Il est rare qu'un ouvrage en béton armé périsse de façon brutale ou que son niveau de service diminue rapidement, hormis dans le cas de problèmes de fondation.

Il est donc important de saisir l'évolution des phénomènes constatés lors des visites et inspections.

La surveillance continue ou périodique est à mener en suivant les instructions du fascicule 02 « Généralités sur la surveillance ».

Certaines parties d'ouvrage font l'objet de fascicules spécifiques, auxquels il convient de se reporter. C'est le cas notamment :

- des fondations (fascicules 10 et 11),
- des appuis (fascicule 12),
- des appareils d'appui (fascicule 13),
- des équipements (fascicule 21).

4.2 — LA SURVEILLANCE CONTINUE

Le chapitre 2 du fascicule 02 donne l'ensemble des constatations à faire lors de la surveillance continue. Pour les ponts en béton armé, outre le bon fonctionnement du système d'évacuation des eaux, il s'agit surtout de relever, en intrados du tablier, les traces du choc, les taches de rouille et d'efflorescence et les stalactites. Si le tablier présente des parties en élévation (poutres latérales, contreventement supérieur de ces poutres), la surveillance continue permet de noter l'existence de chocs de véhicule.

Toutes les déformations inhabituelles de l'ouvrage relevées au cours de la surveillance continue doivent être signalées immédiatement au subdivisionnaire.

De même, l'existence, dans les ponts à poutre sous chaussée, de fissures inclinées à 45° au voisinage des abouts doit être signalée et, plus généralement, les fissures d'ouverture anormale, visibles à l'œil nu.

Pour les ouvrages ayant subi des opérations d'entretien ou des réparations, la surveillance continue permet de déceler des imperfections éventuelles ou un mauvais comportement persistant.

Lorsqu'une partie de l'ouvrage est placée en état d'immersion permanente, il convient, conformément au fascicule 10, de procéder à des visites périodiques par plongeurs ou tout autre moyen adapté.

4.3 — LA VISITE ANNUELLE

4.3.1 — Son contenu est décrit dans le chapitre 3 du fascicule 02 et sa consistance précisée dans le modèle de procès-verbal (annexe 3 au présent fascicule).

Il est rappelé que l'exécution de la visite doit être précédée d'une consultation du *dossier d'ouvrage* et que le relevé des désordres doit être effectué sur des plans préparés à cet effet.

4.3.2 — Les fissures dont l'ouverture est de moins 0,3 mm, doivent être repérées sur l'ouvrage, au moins celles des parois non vues. Les repères sont constitués d'une marque à l'origine et à l'extrémité de la fissure et sont datés de façon à contrôler son évolution. Certaines fissures importantes et caractéristiques peuvent être équipées d'un dispositif permettant de mesurer leur ouverture.

Si la dernière inspection détaillée a conduit à établir une cartographie des fissures, il y a lieu de la comparer avec l'état actuel de la fissuration.

Si l'ouvrage n'est pas soumis à inspection détaillée périodique, et qu'une évolution apparemment importante est constatée, le gestionnaire peut demander qu'il soit procédé à une telle inspection.

4.3.3 — Les stalactites, taches d'efflorescence, auréoles blanchâtres, visibles en extradoss, témoignent d'une circulation d'eau à travers le béton. Cette circulation d'eau peut avoir cessé, après réfection de la chape d'étanchéité par exemple. Il convient donc de s'assurer si ces manifestations traduisent un phénomène toujours actif. Il est possible, dans certains cas, de déceler la présence d'humidité. Sinon, il faut procéder à de nouvelles constatations échelonnées sur l'année, notamment après des périodes de pluie.

Il en va de même des taches de rouille, dont le caractère de gravité ne peut s'apprécier qu'à l'observation de leur évolution (*cf.* § 3.3.3).

Certains désordres ne sont pas apparents dans les premières années de vie de l'ouvrage, mais leur révélation naturelle peut s'accomplir parfois trop tard. Si la corrosion des armatures s'accompagne, en général, assez rapidement de fissures dans le béton, fissures parallèles aux armatures, il n'en va pas toujours de même des cavités qui peuvent rester masquées pendant longtemps par une couche de laitance, en cas de doute, il faut procéder à un sondage au marteau de la paroi, de façon à faire apparaître ces cavités.

4.3.4 — Au cours de la visite, certaines parties intéressantes de l'ouvrage peuvent se révéler d'un accès difficile, ou bien l'interprétation des désordres peut s'avérer délicate. Le gestionnaire ne doit pas hésiter, dans ces cas, à recourir au concours d'un spécialiste et demander qu'il soit procédé à une inspection détaillée partielle de la partie d'ouvrage en cause.

La visite annuelle se traduit par l'établissement d'un procès-verbal conforme au modèle en annexe 3. Il est important qu'il soit rédigé sitôt après la visite, de façon que le subdivisionnaire dispose rapidement des conclusions qu'il complètera par ses observations et propositions.

4.4 — L'INSPECTION DÉTAILLÉE

L'inspection détaillée périodique doit être soigneusement programmée et préparée. *Elle doit être conduite par un agent qualifié du niveau ingénieur, ayant obligatoirement reçu une formation spécialisée* (il est rappelé que le subdivisionnaire doit y prendre part et, dans certains cas, l'ingénieur d'arrondissement).

La préparation de l'inspection est à faire conformément au fascicule 02.

L'inspection se traduit par l'établissement d'un procès-verbal dont un modèle de cadre est donné en annexe 4. Les documents graphiques à produire compensent, s'il y a lieu, la cartographie des fissures.

L'observation de désordres importants au cours de la surveillance continue, ou d'une visite annuelle, peut nécessiter une inspection détaillée exceptionnelle, dont les modalités sont analogues à celles des inspections détaillées périodiques.

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

CHAPITRE 5

Entretien et réparation

5.1 — GÉNÉRALITÉS

L'entretien, courant et spécialisé, a une action déterminante sur la durabilité et la sécurité de la structure. En conséquence, les actions de surveillance continue et la visite annuelle doivent se conclure par la définition et la programmation d'opérations d'entretien courant à mettre en œuvre rapidement et efficacement*.

5.2 — L'ENTRETIEN COURANT

Il est à mener dans le cadre de la surveillance continue dont il doit être une des premières conséquences.

Le gestionnaire doit garder à l'esprit que l'eau constitue l'agresseur principal des structures en béton ; les opérations d'entretien courant devront donc, en particulier, s'attacher à ce que les eaux de pluie soient conduites aisément hors de l'ouvrage.

Outre le maintien en bon état de fonctionnement du système d'évacuation des eaux, l'entretien courant doit porter sur :

- le nettoyage de sommiers d'appui, de l'intérieur du tablier, des dispositifs de mines éventuels ;
- le nettoyage et l'entretien des équipements de l'ouvrage (joints de chaussée, joints de trottoirs, dalles de trottoirs - dispositifs de retenue) ;
- le contrôle du bon état des réseaux des occupants du domaine public (avec intervention éventuelle auprès de ces derniers pour qu'ils assurent l'entretien ou la remise en conformité de leurs réseaux) ;
- l'entretien et le remplacement éventuel de la signalisation routière de protection de l'ouvrage (sur les voies portées et sur les voies franchies) ;
- le maintien en bon état des accès et abords de l'ouvrage (perrés, talus, équipements divers) ;
- le maintien en bon état des dispositifs d'entretien et de visite de l'ouvrage (portes, trappes, échelles).

5.3 — L'ENTRETIEN SPÉCIALISÉ

Toute opération d'entretien spécialisé nécessite une étude préalable qui doit notamment s'assurer que le remède n'est pas disproportionné par rapport au désordre, et que l'opération elle-même ne pourra nuire à une quelconque partie de l'ouvrage.

La méthodologie de ces études préalables peut s'inspirer de celle indiquée dans le paragraphe 5.4 du présent fascicule.

L'entretien spécialisé porte principalement sur les points suivants :

- la réfection des dispositifs d'écoulement des eaux,
- la mise en peinture des garde-corps et des éléments métalliques apparents,

* Il faut prévoir que certaines opérations d'entretien courant ou spécialisé puissent être réalisées en profitant de la venue des engins de visite.

- la réfection des bordures de trottoir, des dalles sous trottoirs, des désordres locaux sur corniches,
- la réfection des joints de chaussée et des joints de trottoirs (fig. 55),
- le changement des appareils d'appui ou leur remise en état (y compris les bossages supérieurs et inférieurs),
- la réfection de la chape d'étanchéité, dont le relevé le long des bordures peut s'avérer délicat en cas d'inexistence d'engravure,
- la réfection de la couche de roulement (qui peut entraîner la dégradation de la chape) et du revêtement des trottoirs,
- la protection des armatures apparentes,
- le ragréage des parois de béton.



Fig. 55. —
Réfection
d'un joint de chaussée.

5.4 — LA RÉPARATION

5.4.1 — Méthodologie

Avant d'entreprendre une réparation, une *étude préalable* doit être menée ; cette étude est d'autant plus importante que l'ouvrage est ancien et donc mal connu.

Cette étude a pour but de :

- déterminer la nature et l'étendue des désordres ainsi que leur origine,
- préciser l'état dans lequel se trouve l'ouvrage et notamment ses insuffisances,
- choisir la méthode de réparation la mieux adaptée et le processus de réalisation des travaux en tenant compte de toutes les contraintes de l'environnement,
- mettre au point le projet complet de la réparation.

Des informations plus détaillées sont développées dans le fascicule 32.2.

L'ouvrage, une fois réparé, fera l'objet d'une surveillance spécialement attentive, au moins pendant les premières années.

5.4.2 — Types de réparation et de renforcement usuels

Les méthodes retenues permettent, soit de restaurer l'intégrité du matériau détérioré (béton ou armatures ou, le cas échéant, les deux) et il s'agit alors de réparation, soit d'augmenter le niveau de service de l'ouvrage par mise en œuvre d'un complément de matière, il s'agit dans ce cas de renforcement.

Qu'il s'agisse de réparation ou de renforcement, les méthodes les plus employées sont les suivantes :

5.4.2.1 — L'injection

Cette technique consiste à combler les vides d'une structure, soit pour éviter des pénétrations d'eau préjudiciables aux armatures, soit pour essayer de rétablir le monolithisme du béton.

Les produits d'injection sont à choisir en fonction des dimensions des vides à combler et des objectifs à atteindre :

- liant hydraulique en suspension dans l'eau (coulis) pour des vides importants (béton caverneux), ou pour certaines fissures ;
- résine pour des vides peu importants (fissures fines), souple ou dure selon qu'il s'agit de rétablir l'étanchéité ou le monolithisme.

Dans le cas de fissures, il n'est pas toujours recommandé de procéder à des injections ; dans de nombreux cas, leur colmatage par un produit approprié peut être satisfaisant.

5.4.2.2 — La reconstitution du béton

Lorsque le béton a subi des dégradations (épaufures, décollements, éclatements, désagrégation, etc.) du fait d'agressions externes (chocs, abrasions, gel, etc.), ou internes (excès de contraintes, corrosion des aciers), ou lorsqu'il s'avère nécessaire de renforcer une section sous-dimensionnée, il peut être indispensable de reconstituer la structure dans son état antérieur ou de l'amener dans un état souhaité.

Deux techniques peuvent être utilisées :

- l'utilisation de mortiers pour reconstituer des zones localement dégradées. Cette technique est employée pour des réparations ponctuelles. Le liant de ces mortiers peut être un liant hydraulique ou une résine ;
- la projection de béton pour réparer des surfaces importantes présentant des dégradations généralisées, par exemple ragréage d'un intrados ayant subi une corrosion généralisée ou renforcement d'une pile de section insuffisante.

5.4.2.3 — L'adjonction d'armatures

Il peut être nécessaire, en cas d'insuffisance ou de disparition d'armatures (destruction par la rouille, par exemple), de renforcer ou de remplacer le ferrailage défaillant.

Deux techniques éventuellement complémentaires peuvent alors être employées :

- la reconstitution ou le remplacement du ferrailage par « greffe » de nouvelles armatures internes au béton, ou adjonction d'armatures supplémentaires dans du béton ajouté en surépaisseur (fig. 56). En face intérieure, la meilleure solution est d'exécuter cette surépaisseur de béton par projection. Dans tous les cas, la nouvelle couche de béton armé doit être connectée à la structure ancienne ;
- l'adjonction de nouvelles armatures externes par collage de tôles à la surface du béton.



Fig. 56. —
Adjonction d'armatures
avec du béton projeté.

La première technique est plus particulièrement employée lorsque le béton superficiel enrobant les armatures a été partiellement ou totalement détruit (gel, corrosion, feu).

La seconde technique est employée essentiellement en renforcement sur des structures dont le béton a gardé une bonne constitution de surface.

5.4.2.4 – Adjonction de béton

Cette technique permet d'augmenter la section ou l'inertie d'une pièce. Elle nécessite une bonne liaison du béton ajouté avec le béton existant, donc une connexion par coupure. On peut, en outre, améliorer par collage la qualité de la liaison. En face inférieure, il est préférable d'utiliser du béton projeté.

5.4.2.5 – Précontrainte additionnelle

Un tel renforcement nécessite une étude complète du fonctionnement de la structure renforcée. La technologie est la même que celle décrite dans le fascicule 32.2.

ANNEXE 1

DOCUMENTATION - BIBLIOGRAPHIE

- RABUT M. (1906-1907), *Cours de construction en béton armé*, ENPC.
- MESNAGER (1921), *Cours de béton armé*, Ed. Dunod.
- CAQUOT A. (1933-1934), *Cours de béton armé*, ENPC.
- CHALOS (1938-1939), *Cours de béton armé*, ENPC.
- ROBINSON (1962-1963), *Cours de béton armé*, ENPC.
- GUÉRIN A., *Traité de béton armé*, Ed. Dunod.
- GRATTESAT G. (1978), *Cours de conception des ponts* (ENPC), Ed. Eyrolles.
- BARON J., SAUTEREY R. (1982), *Le béton hydraulique. Connaissance et pratique*, Presses ENPC.
- GRATTESAT G. (1982), *Ponts de France*, Presses ENPC.

ANNEXE 2

MODÈLE DE DOCUMENT SIGNALÉTIQUE

Indication du service :

PONT DE...

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

1 – IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE

Numéro d'identification :		
Département	Voie(s) concernée(s)	PR (ou PK) origine
Nature et nom de l'ouvrage		Commune(s)

- Maître d'ouvrage (avec références aux actes administratifs) :
- Service gestionnaire (arrondissement et subdivision) :
- Permissionnaires et occupants de voirie (avec références aux permissions de voirie et autres actes administratifs) :
- Obstacle(s) franchi(s) (nature, statut juridique et dénomination, service gestionnaire, PR ou PK de l'ouvrage sur la ou les voies franchies) :
- Photographie de l'ouvrage (en élévation) :
- Schéma de situation de l'ouvrage :
- Perspective schématique du site avec les indications suivantes :
 - points cardinaux,
 - direction, numérotation et PR ou PK sur les voies,
 - sens du courant sur la rivière,
 - numérotation des appuis (piles et culées),
 - numérotation des poutres, des entretoises, des joints...

2 – CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES

- 2.1 — **Type de structure** (description sommaire : tablier, appuis, fondations) :
- 2.2 — **Indication, s'il y a lieu, des parties d'ouvrage précontraintes** :
- 2.3 — **Longueur totale de l'ouvrage** :
- 2.4 — **Nombre de travées** (répartition des portées dans le sens des PR croissants) :

- 2.5 — **Largeur totale de l'ouvrage entre dispositifs de sécurité** (garde-corps, barrières) :
- largeur roulable :
 - trottoirs (nombre, largeur(s)) :
 - nombre de voies de circulation :
- 2.6 — **Biais (géométrique) de l'ouvrage :**
- 2.7 — **Rayon de courbure en plan de la voie portée :**
- 2.8 — **Profil en long de la voie portée** (nature, pente(s)) :
- 2.9 — **Profil en travers de la voie portée** (nature, pente(s)) :
- 2.10 — **Nombre d'appuis intermédiaires :**
- 2.11 — **Nombre d'appuis en site aquatique :**
- 2.12 — **Limitation de charge :** Date de décision :
- 2.13 — **Limitation(s) de gabarit(s) signalée(s) aux usagers**
- Voie(s) franchie(s)
 - gabarit transversal : Date de décision :
 - tirant d'air : Date de décision :
 - Voie(s) portée(s)
 - gabarit transversal : Date de décision :
 - tirant d'air : Date de décision :
- 2.14 — **Limitation(s) de vitesse(s) signalée(s) aux usagers :**
- Voie franchie : Date de décision :
 - Voie portée : Date de décision :
- 2.15 — **Élévation générale avec cotes principales et indication éventuelle des différents points de repérage topométrique :**
- 2.16 — **Coupes schématiques** (transversale type, sur appuis, etc.)
- 2.17 — **Aménagement(s) postérieur(s) à la mise en service** (description, date, références au dossier d'ouvrage, etc.)
- 2.18 — **En cas d'interruption de la circulation sur (ou sous) l'ouvrage :**
- une déviation est possible de la voie franchie par :
 - une déviation est possible de la voie portée par :
 - existence d'un plan de détournement de circulation dans le dossier d'ouvrage : (oui-non)
- 2.19 — **Existence d'une zone d'influence :** (oui-non)
- caractéristiques du site (agressivité de l'eau, du courant, de l'air, de la température, de la circulation...),
 - risques de chocs de corps flottants en cas de crue,
 - risques de chocs de bateaux, de camions sur le tablier ou ses appuis, etc.
- 2.20 — **Photographies légendées et schémas particuliers ou caractéristiques** (plan de câblage, dispositions constructives particulières, etc.)

3 — CONCEPTION ET CONSTRUCTION

- 3.1 — **Date de construction :**
- 3.2 — **Date de mise en service :**
- 3.3 — **Environnement et renseignements géologiques :**
- 3.3.1 — **Appréciation sur la stabilité des terrains concernés :**
- 3.3.2 — **Hydrogéologie** (nappe, régime des eaux) :
- 3.3.3 — **Carrière(s) et ouvrage(s) de décharge situés à proximité :**
- 3.4 — **Construction**
- 3.4.1 — **Service constructeur :**
- 3.4.2 — **Entreprise(s) ayant participé à la construction :**

- 3.4.3 — Hypothèses de calculs (règlement(s) particularité(s)) :
- 3.4.4 — Origine(s), nature(s), et qualité(s) des matériaux mis en œuvre (béton, acier) :
- 3.4.5 — Mode de construction (type de cintre, préfabrication, coulage en place, etc.) :
- 3.4.6 — incident(s) de construction :
- 3.4.7 — Étanchéité (type, emplacement, renformis) :
- 3.4.8 — Revêtement de chaussée (type, épaisseur) :
- 3.4.9 — Système(s) d'évacuation des eaux (description, emplacement) :
- 3.4.10 — Appareils d'appui (types et dimensions par ligne d'appuis, emplacement(s) des dispositifs de vérinage) — Articulations :
- 3.4.11 — Joints de chaussée et de trottoirs (types) :
- 3.4.12 — Fondations (nature, avec coupe schématique si possible) :
- 3.4.13 — Appuis : piles et culées (description et croquis) :
- 3.4.14 — Dispositif(s) de retenue sur l'ouvrage (description avec croquis orienté) :
- 3.4.15 — Garde-corps (type, emplacement) :
- 3.4.16 — Équipement(s) divers sur l'ouvrage (type(s), emplacement(s)) :
- 3.4.17 — Réseaux divers portés (nature(s), dimension(s), réservation(s)) :
- 3.4.18 — Réseaux divers franchis (nature(s), dimension(s), réservation(s)) :
- 3.4.19 — Dispositifs de surveillance (nature(s), emplacement(s)) :
- 3.4.20 — Dispositifs de destruction des ouvrages (nature(s), emplacement(s)) :
- 3.4.21 — Dossier de visite et d'entretien de l'ouvrage (classement ou dépositaire) : ⁽²⁾
- 3.4.22 — Remarques particulières :

4 — ÉTAT DE RÉFÉRENCE — VIE DE L'OUVRAGE

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

- 4.1 — **État de référence et particularités signalées dans le document de synthèse des pièces du dossier** :
- 4.2 — **Études, essais, reconnaissances, auscultations** (date(s), résultat(s)) :
- 4.3 — **Rechargement(s) de la voie portée** (date, méthode suivie, épaisseur mise en place) :
- 4.4 — **Entretien spécialisé** (date, nature, localisation) :
- 4.5 — **Constatation(s) de désordres** (date, nature, localisation, évolution) :
- 4.6 — **Travaux de réparation** (date, nature, localisation, désordres nouveaux éventuels, etc.) :
- 4.7 — **Projet(s) d'amélioration** (élargissement, rectification, etc.) :
- 4.8 — **Points particuliers** (fréquence des visites d'appuis immergés, des relevés topométriques, précautions à prendre pour visites et inspections détaillées, personne(s) dépositaire(s) des clefs d'accès particuliers, etc.) :

5 — BIBLIOGRAPHIE

- 5.1 — **Cartes géologiques** (numéros, dates, références) :
- 5.2 — **Cartes topographiques** (numéros, dates, références) :
- 5.3 — **Photographies de la couverture aérienne** (numéros, dates, références) :
- 5.4 — **Principaux articles techniques publiés sur l'ouvrage** (références) :
- 5.5 — **Référence des actes administratifs relatifs à l'ouvrage** (conventions internationales, consignes d'exploitation, etc.) :

⁽²⁾ Ce dossier doit être joint au présent document.

ANNEXE 3

MODÈLE DE PROCÈS-VERBAL DE VISITE ANNUELLE

Indication du service :

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

PONT DE...

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)	PR (ou PK) origine
Nature et nom de l'ouvrage		Commune(s)

Photographies permettant l'identification de l'ouvrage (date) :

2 — VIE DE L'OUVRAGE

2.1 — Documents de référence :

- Date de construction de l'ouvrage :
- Date de la précédente 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 existantes 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 visite ou inspection (description(s), date(s), référence(s) au dossier d'ouvrage) :

2.3 — Travaux d'entretien spécialisé et réparations effectués depuis la précédente visite annuelle (description(s), date(s), référence(s) au dossier d'ouvrage) :

2.4 — Campagne(s) de mesures et essais divers effectués depuis la dernière visite ou inspection (description(s), date(s), référence(s) au dossier d'ouvrage) :

3 — CONDITIONS DE LA VISITE

3.1 — Date de la visite :

3.2 — Équipe de visite (nom(s) et fonction(s)) :

3.3 — Autres participants à la visite (nom(s) et fonction(s)) :

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 et si nécessaire, des croquis ou des photographies sont à joindre).

4.1 — Zone d'influence aux abords et accès de l'ouvrage

4.1.1 — Étendue de la zone visitée :

4.1.2 — Accès et abords de l'ouvrage :

4.1.2.1 — Remblais, talus, quarts de cône, perrés (stabilité, ravinements, tassements, érosion, débris divers, etc.) :

4.1.2.2 — Systèmes d'évacuation et de drainage des eaux aux abords de l'ouvrage (existence, nature, fonctionnement, etc.) :

4.1.2.3 — Chaussée et revêtement des accès (fissuration, faïençage, flaches, points bas, défauts particuliers) :

4.1.2.4 — Signalisation permanente relative aux limitations de tonnage, de gabarit, de vitesse, etc. (existence, état) :

4.1.2.5 — Raccordements des accès avec l'ouvrage (marches d'escalier, affaissements, venues d'eau, fissures, etc.) :

4.1.2.6 — Systèmes de protection (existence, nature, alignement, état, etc.) :

4.1.2.7 — 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, etc.) :

4.1.3 — Ouvrages annexes (ouvrages souterrains de voiries des concessionnaires ou d'autres permissionnaires) :

4.2 — Partie supérieure du tablier (extrados et équipements)

4.2.1 — Profil en long général de l'ouvrage (alignement apparent, cassure éventuelle, flaches, etc.), le nivellement, si nécessaire, est à joindre au présent procès-verbal :

4.2.2 — Chaussée et revêtement du tablier (fissuration, faïençage, flaches, points bas, défauts particuliers, rechargement) :

4.2.3 — Systèmes d'évacuation et de drainage des eaux (fil d'eau, caniveaux, gargouilles, canalisations, puisards, bavettes des joints de chaussée, etc.) (existence, nature, fonctionnement) :

4.2.4 — Trottoirs, bordures, caillebotis (alignement, comparaison entre la hauteur de la bordure et celle figurant dans le dossier qui permet de contrôler l'importance d'un rechargement de la chaussée, descelllements, cassures, absence d'éléments, traces de choc) :

4.2.5 — Joints de chaussée et de trottoir (état, fonctionnement, étanchéité de la bavette, blocage éventuel, indice d'un déplacement du tablier ou des appuis) :

4.2.6 — 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 (dallettes sous trottoirs non étanches) :

4.2.7 — Dispositifs de retenue, garde-corps (existence, nature, alignement, état) la hauteur est à contrôler à cause des rechargements de chaussée) :

4.2.8 — Réservations pour réseaux divers (caniveaux sous trottoir, regards, etc.) (existence, nature, utilisation, état, etc.). Contrôle éventuel des charges apportées par les réseaux, (s'il y a eu des modifications de ceux-ci) :

4.2.9 — Éclairage — Portique de signalisation (existence, nature, état). En particulier, au niveau des ancrages sur le tablier :

4.2.10 — Dispositifs de surveillance et de nivellement (existence, état, relevés) :

4.2.11 — Divers (présence de végétation, de dépôts) :

4.2.12 — Cas des ouvrages à poutres latérales (treillis, bow-string), traces de chocs ou ruptures, fissurations, infiltrations, dégradations du matériel, etc.) :

4.3 — Partie inférieure du tablier

Reporter les constatations sur des vues en plan de l'intrados, des encorbellements et/ou des vues en élévation (faces latérales).

Ces reports sont à effectuer à partir des tirages des plans d'inspection figurant au dossier d'ouvrage.

- 4.3.1 — Intrados du tablier. Préciser comment a été effectuée la visite (passerelle, échelle, jumelles, etc.) :
 - 4.3.1.1 — Symptômes d'infiltrations et de circulations d'eau en particulier au droit des joints (traces de rouille, d'humidité, efflorescences, fonctionnement des gargouilles) :
 - 4.3.1.2 — Fissurations diverses (âmes, hourdis inférieur, entretoises, talons des poutres, faces latérales, hourdis intermédiaire, encorbellements, etc.) :
 - 4.3.1.3 — Défauts de parement du béton (nids de cailloux, décollement de ragréages, armatures apparentes, éclatements, etc.) :
 - 4.3.1.4 — Traces de chocs, épaufrures :
 - 4.3.1.5 — 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, etc.) :

4.4 — Partie intérieure du tablier (à mettre en cas de possibilité de visite)

- 4.4.1 — Symptômes d'infiltration et de circulation d'eau :
- 4.4.2 — Fissurations diverses : fissuration du hourdis inférieur, des âmes, des entretoises, à la jonction âme-hourdis, etc. (relever l'ouverture apparente des fissures au dixième de millimètre près) :
- 4.4.3 — Défauts de parement.
Nids de cailloux, décellements de ragréage, armatures apparentes, éclatements :

4.5 — Appuis

- 4.5.1 — Culées
 - 4.5.1.1 — Déversement, mouvements, tassements (en particulier mise en butée sur le tablier : résultats du nivellement, si nécessaire, à joindre en annexe) :
 - 4.5.1.2 — Désordres (épaufrures, fissurations, éclatements, traces de chocs, etc.) :
 - 4.5.1.3 — Drainage et propreté du sommier (gargouilles bouchées, coulures, dépôts de boues et de détritux, etc.) :
- 4.5.2 — Piles
 - 4.5.2.1 — Déversement, mouvements, tassements (résultats du nivellement, si nécessaire, à joindre en annexe) :
 - 4.5.2.2 — Désordres (épaufrures, fissurations, éclatements, fissurations des chevêtres d'appui, etc.) :
 - 4.5.2.3 — Drainage et propreté du chevêtre :
- 4.5.3 — Bossages et appareils d'appui :
 - 4.5.3.1 — Bossages (supérieurs et inférieurs) : existence, fissuration, éclatements, parallélisme des faces, etc. :
 - 4.5.3.2 — Appareils d'appui, articulations, s'ils sont visitables ou visibles facilement (état, fonctionnement, photos ou croquis en cas de désordres). Les appareils d'appui glissants doivent être regardés de près (soulever la jupe de protection). Sinon, signes extérieurs de mauvais fonctionnement.
- 4.5.4 — Dispositifs antisoulèvement et anticheminement. Ces dispositifs doivent être décrits et contrôlés.

4.6 — Fondations

- 4.6.1 — Report sur une même vue des constatations faites par les plongeurs autonomes (pour les parties immergées) et par les visiteurs d'ouvrages (pour les parties « à sec » et visibles) :
- 4.6.2 — Indications schématiques sur une même vue des actions de l'eau sur les parties immergées (abrasions, niveaux d'eau, sens des courants, mouvements des lits, etc.) :
- 4.6.3 — Système(s) de protection en place (enrochements, radiers, protections diverses) :
Signaler les indices d'affouillement et noter les variations du lit des cours d'eau (dragages, curages). Ces indications sont fondamentales pour la détection des mouvements d'appui.

4.7 — Dispositifs de visite et d'entretien, portes d'accès, échelles à crinolines, plates-formes, ou échelons, trappes de visite, éclairage intérieur (existence, état, sécurité) :

4.8 — Dispositifs de mines permanents (éventuellement) (état, drainage) :

4.9 — Dispositifs antiséismes (éventuellement) (description et état) :

4.10 — Divers

- 4.10.1 — Relevés des appareils de contrôle éventuels : dans le cas où des désordres ont été instrumentés sur la structure, il faut consulter les consignes particulières.
- 4.10.2 — Équipements mécaniques ou électromécaniques éventuels (existence, état, fonctionnement) :
- 4.10.3 — Circulation lourde inhabituelle (nature, origine, intensité) :
- 4.10.4 — Travaux sur l'ouvrage et à proximité (pose de conduites ou de réseaux avec leurs supports, etc.) :

5 — CONCLUSIONS

5.1 — Observations, suggestions et avis éventuels :

Signature de l'agent ayant
conduit la visite annuelle (date) :

5.2 — Observations du subdivisionnaire comportant ⁽¹⁾

- un avis sur l'état de l'ouvrage,
- l'indication des suites données ou qu'il propose de donner à la visite annuelle,
- les décisions prises concernant l'entretien courant,
- les propositions d'entretien spécialisé,
- les propositions de visite complémentaire,
- les propositions d'inspection détaillée exceptionnelle,
- les autres propositions.

Signature du subdivisionnaire (date) :

5.3 — Instructions de l'ingénieur d'arrondissement au subdivisionnaire ⁽¹⁾

Signature de l'ingénieur d'arrondissement de gestion (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 en fin de garantie, inspection détaillée exceptionnelle, pour lesquelles l'agent conduisant la visite peut, en fonction du but recherché et des constatations effectuées, adapter et modifier le présent modèle.

L'inspection détaillée périodique valant visite annuelle, l'énumération des points à examiner, explicitée dans le modèle de procès-verbal de la visite annuelle, n'a pas été reprise dans les rubriques correspondantes de l'inspection d'état périodique si elle ne comportait pas de modification.

Indication du service :

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

PONT DE.....

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

1 — IDENTIFICATION DE L'OUVRAGE

Numéro d'identification :		
Département	Voie(s) concernée(s)	PR (ou PK) origine
Nature et nom de l'ouvrage		Commune(s)

Photographie d'ensemble (éventuellement)

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 (datées et légendées)

3 — VIE DE L'OUVRAGE

3.1 — Documents de référence

3.1.1 — Date de construction de l'ouvrage :

- 3.1.2 — Date de la dernière inspection détaillée :
- 3.1.3 — Date(s) et nature(s) des actions de surveillance effectuées depuis la précédente inspection détaillée :
- 3.1.4 — Date(s) des dernières vérifications réglementaires concernant les ouvrages des occupants du domaine public :
- 3.1.5 — Date et nature de la dernière visite des fondations en site aquatique (le cas échéant) :
- 3.1.6 — Date et nature de la dernière intervention sur la zone d'influence de l'ouvrage :
- 3.1.7 — Date de la dernière mise à jour du document signalétique :
- 3.1.8 — Date de la dernière mise à jour des plans d'inspection de l'ouvrage :
- 3.1.9 — Date des dernières vérifications des installations mécaniques, électriques ou électromécaniques existant sur l'ouvrage (le cas échéant) :

3.2 — Constatation et faits intervenus depuis la dernière action de surveillance

Énumération datée avec référence(s) au dossier d'ouvrage et interprétation dans le cadre de l'évolution générale de l'ouvrage.

3.3 — Travaux d'entretien courant, spécialisé, ou réparations effectués depuis la dernière inspection détaillée

Énumération datée avec référence(s) au dossier d'ouvrage ; appréciation sur les résultats obtenus.

3.4 — Campagne de mesures et essais divers effectués depuis la dernière inspection détaillée

Énumération datée avec référence(s) au dossier d'ouvrage et interprétation des résultats dans le cadre de l'évolution générale de l'ouvrage.

3.5 — Évolution de l'ouvrage avant l'inspection

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

4 — CONDITIONS DE L'INSPECTION

4.1 — Date de l'inspection :

4.2 — Équipe d'inspection : nom(s) et fonction(s)

4.3 — Autres participants à l'inspection : nom(s) et fonction(s)

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

4.5 — Conditions particulières de l'inspection : (difficultés, incidents)

5 — CONSTATATIONS

Le modèle du procès-verbal de visite annuelle (annexe 3) donne une énumération des points à examiner.

6 — MESURES, ESSAIS, RECONNAISSANCES EFFECTUÉES

7 — DOCUMENTS GRAPHIQUES, PHOTOGRAPHIES

Plans des désordres à l'échelle (cartographie des fissures), correspondance entre les désordres des différentes parties d'ouvrage et ceux de l'intrados (photographies légendées éventuellement).

8 — INTERPRÉTATION DÉTAILLÉE DE TOUTES LES OBSERVATIONS EFFECTUÉES

9 — CONCLUSIONS

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

9.1.1 — Appréciation sur l'état de l'ouvrage et sur son évolution :

9.1.2 — Propositions de modification ou de mise à jour

- du document signalétique,
- du dossier d'ouvrage.

- 9.1.3 – Suggestions concernant les travaux d'entretien courant ou spécialisé, avec éventuellement un ordre de priorité.

DANS LE CAS DE DÉSORDRES IMPORTANTS

- 9.1.4 – Propositions d'actions complémentaires de surveillance ou d'investigations.
- 9.1.5 – 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 (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, etc.).

Signature du subdivisionnaire (date) :

9.3 – Visa et instructions de l'ingénieur d'arrondissement au subdivisionnaire (1)

Signature de l'ingénieur d'arrondissement de gestion (date) :

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

ANNEXE 5

TABLEAU DES CIMENTS

Années	Principales catégories et classes de ciments (historique)								Normes du règlement
1900	Portland CPA	Portland HRI	Ciments de laitier (L)					Ciment alumineux fondu	Cahier des charges générales
1939	CPA	HRI (Haute résistance initiale)				CHF 60 à 40 % de laitier	CLK 85 % de laitier	Idem	Idem
1942				Ciments chargés avec 15 % clinker, 65 % de laitier 20 à 25 % calcaire				1943 Circulaire ministérielle série A n° 1	Idem
1946	CPA 160/250 250/315	HRI 315/400	CPB avec 10 % de L	Ciment de ter 20 à 30 % de L CF 160/250 250/315	Ciment métallurgique mixte (CMM) 160/250 250/315 50 % de L	CHF 160/250 70 % de L	CLK 160/250 240/315 80 % de L	Idem	NF P 15-300 NF P 15-301 NF P 15-303 NF P 15-305 NF P 15-311 NF P 15-312 NF P 15-313
1950	Idem	Idem	CPAL NF P 15-302 10 à 20 % L	Idem	Idem	Idem	Idem	Idem	IDEM sauf P 15-302
1959			Avec en outre HRIL HRIC HRILC 315/400 HRI % 5 à 10 % de L ou CV ou %	CPAL CPAC 160/250 CPALC CPAL 250/315 10 à 20 % de L ou CV ou %			CMM 160/250 250/315 45 à 55 % de L	CHF 250/315 65 à 75 % de L	CPF 160/250 250/315 25 à 35 % de L
1964	CPA 250 CPA 325 CPA 400 CPA 500	HRI supprimé	CPAL, CPAC, CPAZ, CPAL, CPALZ 250 = 15 + 325 5 % de CV % L + C L + Z 500 7,5 ± 2 % de ces mêmes constituants	CPF 250 30 ± 5 % de L	CMM 250 50 ± 5 % de L	CHF 250 70 ± 5 % de L	CLK 250 CLK 250 CLK 325 au moins de 80 % de L	ciment alumineux fondu 1970 circulaire n° 7031 relative à l'emploi des ciments alumineux fondus	Idem P 15-302 modifiées
1974 1976	CPA 350 CPA 450 CPA 550	CPA 450 R CPA 550 R R = rapide THR (très hauts résistants)	CPJ J = L, CV, % et fines J < 35 % CPJ 350 CPJ 450 CPJ 450 R CPJ 550 CPJ 550 R THR	supprimé	supprimé	CHF 350 450 350 60 à 75 % de L	CIK 350 450 550 au moins 80 % de L	Ciment alumineux fondu et ciment prompt	NF P 15-301 Nouvelle norme P 15-302-303 304-305-311 maintenues à titre transitoire
1978	CPA 35 CPA 45 et 45 R CPA 55 et 55 R	CPA et CPJ THR	CPJ 35 CPJ 45 et 45 R CPJ 55 et 55 R	Idem	Idem	CHF 35 CHF 45 CHF 55	CLX 35 45 55	Idem 1979 guide d'emploi du ciment alumineux fondu	NF P 15-301
1982	CPA 35 CPA 45 et R CPA 55 et 55 R	HP (hautes performances) HPR (hautes performances rapides)	CPJ 35 CPJ 45 et 55 R CPJ 55 et 55 R HP	Idem	CLC 25 à 60 % clinker 20 à 45 % L 20 à 45 % CT	CHF 40 à 75 % de laitier	Idem	Idem	NF P 15-3301 modifiée

ANNEXE 6

RATIOS DE MATÉRIAUX DANS LES PONTS

Type d'ouvrage	Portées (m)	Bétons m ³ /m ² de tablier	Aciers	
			Nuance	Béton (kg/m ³)
<i>Poutres sous chaussées</i>	15	0,40 à 0,45	Adx	} 370 à 390
	30	0,60 à 0,75	Adx	
	15	0,40	HA	150
	25	0,60	HA	200
<i>Poutres latérales</i>				
– travées indépendantes	15	0,35 à 0,40	Adx	} 300 à 320
	40	0,65 à 0,70	Adx	
– travées continues		0,40 à 0,65	Adx	300 à 330 ⁽¹⁾
Dalles			HA	300 à 400 ⁽²⁾
				100 à 150
Bow-strings	25	0,35 à 0,45	Adx	} 270 à 300
	35	0,45 à 0,50	Adx	
	50	0,50 à 0,60	Adx	
<i>Arcs</i>				
– à 2 articulations anciens	40	0,90 à 0,95	Adx	100
– à 2 articulations 1940-1950	40	0,60 à 0,70	Adx	} 130 à 200
	60	0,70 à 0,80	Adx	
	80	1,00 à 1,50	Adx	
– cellulaires	40	0,75	Adx	140
	70	1,00	Adx	250
⁽¹⁾ hauteur constante.				
⁽²⁾ hauteur variable.				

Page laissée blanche intentionnellement

Page laissée blanche intentionnellement