Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement
Bundesamt für Strassenbau

Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie
Office fédéral des routes

Dipartimento federale dei trasporti, delle comunicazioni e delle energie
Ufficio federale delle strade

Maintenance des ouvrages d'art Méthodologie de surveillance

**Unterhalt von Kunstbauten
Überwachungsmethoden**

**Institut de statique et structures – Béton armé et précontraint (IBAP) de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
R. Favre, professeur
D. Andrey, dr. sc. techn.
R. Suter, dr. sc. tech.**

Mandat de recherche 32/82

Juin 1987

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE
Institut de statique et structures - Béton armé et précontraint

Renaud FAVRE, professeur
René SUTER, dr sc. tech.

Mandat de recherche OFR 32/82

MAINTENANCE DES OUVRAGES D'ART: MÉTHODOLOGIE DE SURVEILLANCE

Thèse de doctorat présentée par

Dominique ANDREY, ing. civil dipl. EPFL

Lausanne, mars 1987

Préface

Il est certain que l'ingénieur préfère construire plutôt qu'entretenir. Et pourtant ce sont actuellement souvent des problèmes de gestion, de maintenance ou même de sauvegarde d'un patrimoine qui l'accaparent. Il apparaît donc d'un grand intérêt de créer les bases et les connaissances nécessaires à une approche systématisée de la maintenance.

Le travail de D.Andrey émane d'un mandat de recherche de l'Office fédéral des routes. Il s'est d'abord attaché à résoudre un problème de terminologie. Il est en effet apparu indispensable d'utiliser des appellations clairement définies pour les différentes opérations liées à la maintenance. Si son travail veut porter les fruits escomptés au niveau fédéral, il faudra s'attacher à établir très soigneusement la terminologie allemande et italienne correspondante.

Dans sa thèse, D.Andrey développe, analyse et trie les différentes méthodes de contrôle. Puis il préconise un certain système de surveillance en mettant entre autre l'accent sur un relevé sur plan, à l'aide d'un maillage marqué sur l'ouvrage, de toutes les observations d'intérêt pour le suivi de l'ouvrage. Nous pensons que, quel que puisse être l'intérêt indéniable d'une gestion informatisée, la vue d'ensemble de l'état d'un pont à l'aide de plans restera indispensable.
D.Andrey définit l'auscultation comme un diagnostic plus approfondi sortant du cycle normal d'exploitation. C'est ici, entre autre, qu'une décision importante doit être prise concernant une intervention sur l'ouvrage et que cette vue d'ensemble à l'aide de plans est primordiale.

Le suivi des déplacements est un autre élément essentiel. Il s'agit de connaître les déplacements du sol (reptations), des fondations (tassements), des piles et de la superstructure. Nous sommes convaincus qu'à moyen et long terme, comme pour les barrages, la connaissance de ces

déplacements est d'un intérêt vital. La flèche d'un pont qui ne s'est pas stabilisée au bout de cinq à six années est le signe d'un comportement insatisfaisant qui, puisqu'irréversible, conduira tôt ou tard à des ennuis pour le propriétaire. Il s'agira donc d'éliminer la source de ces ennuis très tôt dans l'histoire de l'ouvrage, car plus on attend, moins il sera possible de rétablir la qualité escomptée.

Ce travail doit susciter l'intérêt de l'ingénieur pour les travaux de maintenance. Il est évident que cet intérêt doit d'abord être éveillé auprès des futurs ingénieurs, c'est-à-dire auprès des étudiants en génie civil. Cette tâche risque d'être ardue et plutôt réservée à des cours de maîtrise. Par son travail, D.Andrey a grandement contribué à en fournir les bases.

Professeur Renaud FAVRE

Avant-propos

Cette étude a été réalisée à l'Institut de statique et structures, Béton armé et précontraint (IBAP) de l'EPFL, sous la direction du professeur Renaud Favre.

C'est l'aboutissement d'un mandat de recherche confié à l'IBAP par le Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie, sur proposition de la Commission de recherches en matière de construction de routes, et à l'instigation du responsable des ponts à l'Office fédéral des routes, M. Peter Schmalz, chef de section.
L'évolution du travail a été régulièrement suivie par une commission adjointe composée de MM. P.Schmalz, F.Balli, D.J.Bänziger, J.Fischer et M.Ladner, que je tiens à remercier pour leurs précieux conseils.

La recherche a pu aborder certains aspects pratiques grâce à la collaboration de nombreux ingénieurs responsables des ponts dans les diverses administrations cantonales de Suisse. Qu'ils trouvent ici le témoignage de ma reconnaissance. Un merci particulier ira au Bureau de construction des autoroutes du canton de Vaud qui, par son appui administratif et financier, a permis la réalisation concrète de certains essais in situ.

A monsieur le professeur Renaud Favre et à monsieur René Suter, adjoint scientifique, j'exprime ma profonde gratitude pour les conseils prodigués dans le cheminement assez complexe de cette recherche.
Et je remercierai enfin très chaleureusement messieurs Roberto Bianchi, ingénieur, Gérard Oreiller, mécanicien et Michel Racimora, électricien, pour leur aide précieuse dans la réalisation des essais, ainsi que monsieur Bernard F. Gardel, dessinateur, pour la mise au net soignée de certains dessins.

Dominique ANDREY

Table des matières

0. PREAMBULE 11

0.1 Mandat de recherche 13

0.2 Structure du rapport 14

1. CADRE DE LA RECHERCHE 17

1.1 Gestion des ouvrages d'art 19

1.1.1 Définitions générales 19

1.1.2 Maintenance 23

1.1.3 Surveillance 24

1.1.4 Entretien 26

1.2 Délimitation de la recherche 28

1.2.1 Ouvrages d'art et matériaux 28

1.2.2 Ampleur de la recherche 29

1.2.3 Aspects non traités 30

2. DEFAUTS ET DEGATS 31

2.1 Dégâts observés 33

2.2 Analyse des désordres 35

2.3 Altération des matériaux 38

2.3.1 Défauts et dégâts du béton 38

2.3.2 Dégâts aux aciers d'armature 41

2.3.3 Dégâts aux aciers de construction 44

2.4 Dégradation de la structure 46

2.4.1 Déformations 46

2.4.2 Fissuration 48

2.4.3 Ruptures 51
2.4.4 Fondations 51

2.5 Dégradation des équipements 53
2.5.1 Appareils d'appui 53
2.5.2 Joints de dilatation 54
2.5.3 Evacuation des eaux 55
2.5.4 Etanchéité et revêtement 55
2.5.5 Parapets, bordures et glissières 56

2.6 Anomalies de comportement 57
2.6.1 Déformations non stabilisées 57
2.6.2 Sollicitations des appuis et des joints 57
2.6.3 Vibrations 58

3. INVENTAIRE ET TRI DES METHODES DE CONTROLE 61

3.1 Domaines d'investigation 63
3.1.1 Objectifs de la surveillance 63
3.1.2 Subdivision 64
3.1.3 Contrôle de l'état des matériaux 65
3.1.4 Contrôle de l'état de l'ouvrage 67
3.1.5 Contrôle du comportement de la structure 70
3.1.6 Groupement des domaines d'investigation 72

3.2 Inventaire des méthodes de contrôle 75
3.2.1 Systématique et forme de l'inventaire 75
3.2.2 Méthodes visuelles 76
3.2.3 Méthodes mécaniques 77
3.2.4 Méthodes physico-chimiques 79
3.2.5 Méthodes électrophysiques 81
3.2.6 Méthodes dynamométriques 85
3.2.7 Méthodes géométriques 87
3.2.8 Domaines d'application 90

3.3 Tri des méthodes de contrôle 93
3.3.1 Critères de sélection 93
3.3.2 Classement des méthodes 95
3.3.3 Méthodes pouvant être retenues 98
3.3.4 Méthodes provisoirement écartées 100
3.3.5 Approfondissement de l'analyse 102

4. ANALYSE DETAILLEE DES METHODES RETENUES 105

4.1 Contrôle visuel de la surface 107
4.1.1 Procédés d'exécution 107
4.1.2 Essais réalisés 112
4.1.3 Modes d'interprétation 117
4.1.4 Conclusions intermédiaires 123

4.2 Contrôle des équipements 124
4.2.1 Procédés d'exécution 124
4.2.2 Modes d'interprétation 129
4.2.3 Conclusions intermédiaires 130

4.3 Suivi de la fissuration 131
4.3.1 Procédés d'exécution 131
4.3.2 Essais réalisés 137
4.3.3 Modes d'interprétation 141
4.3.4 Conclusions intermédiaires 149

4.4 Corrosion des armatures 151
4.4.1 Procédés d'exécution 151
4.4.2 Essais réalisés 156
4.4.3 Modes d'interprétation 160
4.4.4 Conclusions intermédiaires 163

4.5 Efficacité de l'étanchéité 165
4.5.1 Procédés d'exécution 165
4.5.2 Essais réalisés 170

4.5.3 Modes d'interprétation 175
4.5.4 Conclusions intermédiaires 180

4.6 Suivi des flèches 181
4.6.1 Procédés d'exécution 181
4.6.2 Essais réalisés 188
4.6.3 Modes d'interprétation 199
4.6.4 Conclusions intermédiaires 207

4.7 Conséquences de l'analyse détaillée 209

5. SYSTEME DE SURVEILLANCE 211

5.1 Organisation de la surveillance 213
5.1.1 Rappel des objectifs 213
5.1.2 Façons d'aborder le problème 214
5.1.3 Systèmes existants 216
5.1.4 Système proposé 218
5.1.5 Calendrier 220

5.2 Exécution de l'inspection périodique 222
5.2.1 Contenu 222
5.2.2 Contrôle visuel 223
5.2.3 Etat des équipements 224
5.2.4 Suivi de la fissuration 224
5.2.5 Contrôles spécifiques 225
5.2.6 Suivi des déformations 226
5.2.7 Conséquences 227

5.3 Exécution de l'inspection de routine 228
5.3.1 Contenu 228
5.3.2 Contrôle visuel 228
5.3.3 Conséquences 229

5.4 Documents 230

6. EXTENSION A UN SYSTEME DE MAINTENANCE ET PERSPECTIVES 231

6.1 Rappel des considérations de base 233

6.2 Critères de décision 235
6.2.1 Dégâts apparents 235
6.2.2 Fissuration 235
6.2.3 Corrosion des armatures 237
6.2.4 Défaut d'étanchéité 238
6.2.5 Déformations 238

6.3 Entretien ordinaire 239
6.3.1 Objectifs de l'entretien 239
6.3.2 Méthodes et techniques d'entretien 240
6.3.3 Organisation de l'entretien 242
6.3.4 Exécution de l'entretien courant 243
6.3.5 Exécution de l'entretien spécialisé 244

6.4 Déroulement idéal de la maintenance 245

7. RESUME ET CONCLUSIONS 249

A N N E X E S

A.1 TERMINOLOGIE A- 1

A.2 METHODES ET TECHNIQUES DE CONTROLE A- 7

A.3 REPERTOIRE DES DEGATS APPARENTS A-15

A.4 BIBLIOGRAPHIE A-23
A.2.1 Règlementation A-25
A.2.2 Gestion des ouvrages A-26
A.2.3 Dégradations A-29
A.2.4 Techniques de contrôle A-34
A.2.5 Méthodologie de surveillance A-42
A.2.6 Divers A-46

Préambule

0.1 MANDAT DE RECHERCHE

Le travail de recherche a pour but de procéder à un inventaire sélectif des méthodes d'évaluation de l'état des ouvrages d'art, de développer celles qui sont appropriées aux particularités suisses et d'en déduire un système de maintenance.

Le Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie, sur proposition de la Commission de recherches en matière de construction de routes, a confié en octobre 82 à l'Institut de statique et structures - Béton armé et précontraint (IBAP) de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL) le mandat suivant:

"- procéder à un **INVENTAIRE** des différentes méthodes d'auscultation des ouvrages utilisées en Suisse et à l'étranger,

- procéder à un **TRI** de ces méthodes en évaluant leurs avantages et inconvénients,

- **DEVELOPPER** les méthodes retenues et les appliquer à quelques ouvrages représentatifs,

- élaborer un **CONCEPT** permettant de cerner la méthodologie propre à établir un diagnostic sûr de l'état d'un ouvrage."

0.2 STRUCTURE DU RAPPORT

Le présent document **"Méthodologie de surveillance"** comprend les chapitres suivants:

1. **Cadre de la recherche:** on y définit un certain nombre de notions, les buts recherchés et les limites fixées au travail;
2. **Défauts et dégâts:** il s'agit de faire succinctement la description des dégâts les plus courants sur les ponts, d'en présenter les causes et les mécanismes et d'en analyser les conséquences possibles sur la structure;
3. **Inventaire et tri des méthodes de contrôle:** en fonction des objectifs recherchés par la surveillance, on fait une synthèse des méthodes de contrôle existantes (voir annexe 2) et on effectue ensuite un tri des méthodes qui justifient une analyse plus poussée;
4. **Analyse détaillée des méthodes retenues:** pour quelques méthodes, on pousse plus avant la description des procédés d'exécution, des essais réalisés et des modes d'interprétation possibles. On en tire une appréciation sur l'efficacité et les possibilités d'utilisation de la méthode concernée;
5. **Système de surveillance:** en fonction des organisations possibles, des systèmes déjà existants et des méthodes de contrôle réellement utilisables, on propose une méthodologie de surveillance, en détaillant le contenu possible des inspections;
6. **Système de maintenance:** on développe les critères pour les décisions consécutives à la surveillance, puis on aborde succintement les techniques et l'organisation possible de l'entretien. On en tire une proposition de déroulement idéal de la maintenance.

Annexe 1 - **Terminologie:** on résume les définitions des notions et termes particuliers;

Annexe 2 - **Méthodes et techniques de contrôle:** on y fait l'inventaire systématique des méthodes d'investigation des ouvrages d'art; il s'agit du résumé d'un fascicule publié séparément;

Annexe 3 - **Répertoire des dégâts apparents:** on propose une unification de la nomenclature; il s'agit également du résumé d'une publication séparée;

Annexe 4 - **Bibliographie:** la liste n'est pas exhaustive, mais permet d'approfondir les sujets abordés.

Chapitre 1

CADRE DE LA RECHERCHE

1.1 GESTION DES OUVRAGES D'ART

1.1.1 Définitions générales

Les différentes phases qui mènent à la réalisation d'un ouvrage d'art dans le cadre de la construction ou de la modification d'une voie de communication sont connues.

L'établissement d'un **projet** de structure est réglé par le cahier des charges et les normes imposés par le maître de l'ouvrage au constructeur. Le respect de ces normes, allié au savoir-faire de l'ingénieur, contribue à donner une résistance et une qualité suffisantes à l'ouvrage construit.

La **construction** de l'ouvrage représente indéniablement la phase la plus spectaculaire (et généralement la plus coûteuse). Un des aspects les plus importants de la construction consiste à rester conforme aux qualités requises des matériaux et aux plans d'exécution afin que l'ouvrage ait, une fois réalisé, un comportement et une résistance aussi proches que possible de ceux prévus par le projet.

La **réception** de l'ouvrage neuf marque la fin du mandat du constructeur, sous réserve des garanties légales et contractuelles, et doit permettre de détecter, dans la mesure du possible, toute insuffisance ou malfaçon qui aurait pour conséquence une différence de comportement entre l'ouvrage projeté et l'ouvrage réalisé ou qui diminuerait de manière évidente la durabilité de celui-ci.

Cette réception de l'ouvrage neuf constitue la première étape de la **gestion** de cet ouvrage et de son intégration à un ensemble d'ouvrages qu'il s'agit de gérer.

Nous définirons la **gestion d'un ouvrage d'art** comme étant l'ensemble des décisions et des mesures prises par le propriétaire ou son représentant durant la vie de l'ouvrage.
Cela recouvre, à différents moments et dans différents domaines:

- une analyse de la **situation**: recueil des éléments d'appréciation et comparaison avec l'état exigé;

- une prise de **décision:** choix d'accepter ou de ne pas accepter une certaine situation, d'intervenir ou de ne pas intervenir;
- une série de **conséquences:** études techniques complémentaires, autorisations ou limitations particulières, évaluation financière, travaux,...

Le processus de décision concerne aussi bien un ouvrage pris en particulier que l'ensemble des ouvrages appartenant à un propriétaire.

On peut diviser la gestion des ouvrages d'art en trois domaines qui, cependant, sont largement interactifs:

a. l'exploitation,
b. la maintenance,
c. la réparation.

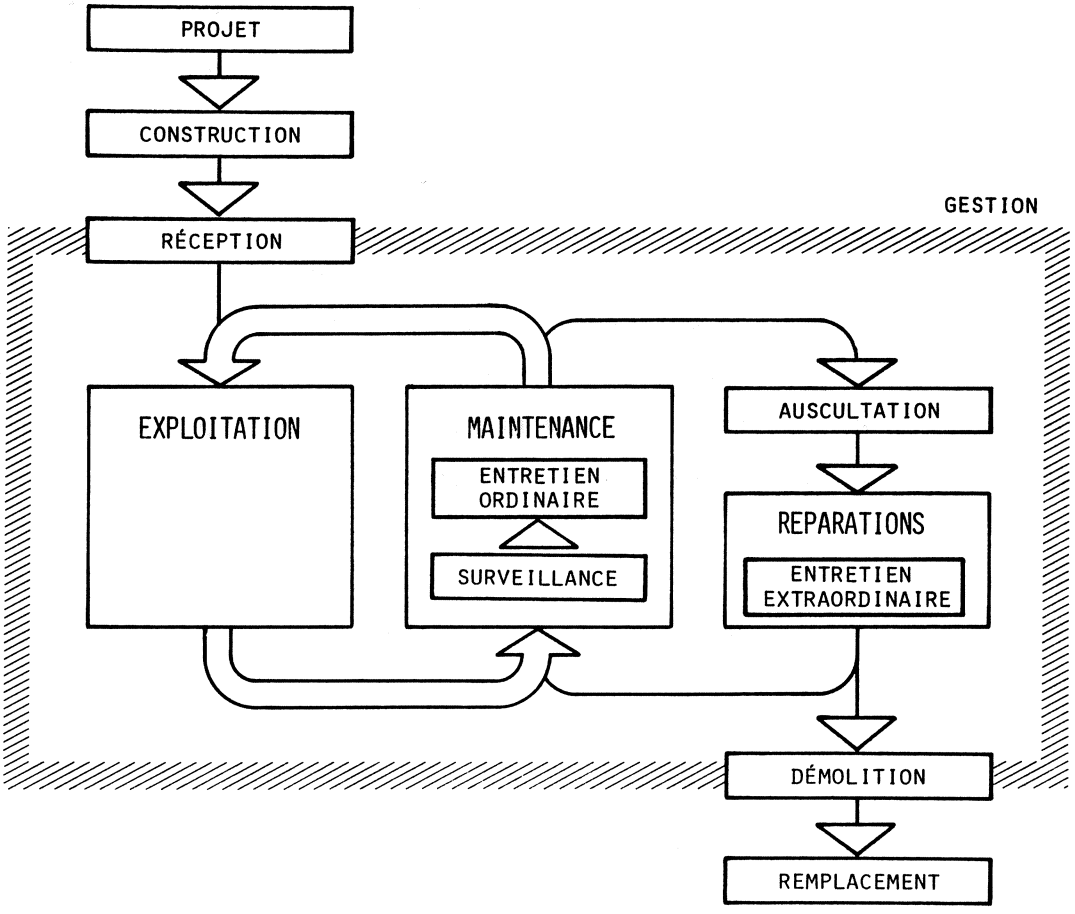


Fig. 1.1
Représentation schématique
de la gestion des ouvrages d'art

Cette subdivision, et notamment la terminologie utilisée pour ses différentes composantes, ne correspond pas toujours à celle usuellement admise. Elle nous semble cependant plus logique et nous l'argumenterons au fur et à mesure de son étude détaillée dans ce rapport.

Considérons donc les trois domaines où des décisions doivent être prises.

a. **L'exploitation** recouvre l'ensemble des mesures qui permettent à un ouvrage d'être intégré dans une voie de communication sans créer de discontinuité ou de gêne dans l'écoulement normal du trafic. On peut citer à titre d'exemples l'évaluation de la capacité portante d'un pont dans le cas du passage d'un convoi exceptionnel ou la ventilation et l'éclairage d'un tunnel.

b. **La maintenance** est un ensemble de mesures techniques actives qui assurent une exploitation normale de l'ouvrage. Elle vise trois buts:
   - garantir la **sécurité** des usagers: il s'agit de détecter et de remédier à temps à toute altération de l'ouvrage pouvant présenter un risque d'accident pour les usagers ou des tiers;
   - conserver l'**aptitude au service** de l'ouvrage: on doit assurer que l'ouvrage respecte le "cahier des charges" qui lui a été attribué: gabarit de circulation, surcharges permanentes et mobiles, déformations admissibles, vibrations,...
   - assurer la **durabilité** de l'ouvrage: un ouvrage d'art représente toujours un élément très coûteux dans une voie de circulation et il ne peut que rarement être un objet rentable en tant que tel; le gestionnaire, les autorités et, partant, l'économie publique ont intérêt à ce que sa durée de vie soit la plus longue possible.

La maintenance, c'est-à-dire le maintien en état, se répartit en deux champs d'action:
   - la **surveillance** doit permettre de se rendre compte de l'état de l'ouvrage, de mettre en évidence les parties d'ouvrage nécessitant un entretien particulier, de déceler suffisamment tôt les désordres structuraux risquant de mettre en danger la sécurité globale de l'ouvrage;

- l'**entretien ordinaire** est le corollaire de la surveillance; c'est l'aspect technique du maintien en état. Ce sont les travaux effectués à titre préventif ou pour lutter contre le vieillissement de certaines parties de l'ouvrage, ainsi que les réparations de dégâts mineurs ou dus à l'usure normale.

c. La surveillance peut parfois mettre en évidence des dégâts importants ou des désordres structuraux insoupçonnés auparavant. Il s'agira alors de procéder à un **entretien extraordinaire**, à une **réparation** de l'ouvrage. Ces travaux ne devront cependant être entrepris que si l'on maîtrise la connaissance de l'origine des dégâts; seule cette connaissance, obtenue par des mesures et une investigation détaillées sur l'ouvrage, permettra de choisir de manière adéquate les moyens à utiliser: on parle alors d'**auscultation** de l'ouvrage.

L'entretien extraordinaire lui-même peut atteindre deux objectifs:

- la **remise en état** consiste à rendre à l'ouvrage un niveau de service qu'il a eu, puis perdu; dans certains cas, elle consiste à donner à l'ouvrage un niveau de service pour lequel il a été projeté mais qu'il n'a jamais eu; dans tous les cas elle est destinée à remédier à des défauts;
- le **renforcement** consiste à donnner à un ouvrage un niveau de service supérieur à son niveau initial. Il peut s'agir d'un renforcement au sens propre, lorsque l'opération touche la structure porteuse; on parlera plutôt d'amélioration lorsque l'opération augmente le niveau de service sur des points autres que la capacité portante (amélioration géométrique par exemple). C'est une décision qui est la conséquence des résultats de l'auscultation ou de modifications des conditions d'exploitation.

Dans le cas où un renforcement ne suffit pas à satisfaire les modifications des conditions d'exploitation (tracé, gabarit, charge,..) ou lorsque des réparations ne suffisent pas à garantir la sécurité ou atteignent un coût prohibitif, on procède au **remplacement** de l'ouvrage, c'est-à-dire notamment à sa démolition, phase ultime de la gestion.

1.1.2 Maintenance

Dans le cadre de la gestion des ouvrages d'art, la maintenance occupe une position clé. C'est le seuil entre une **situation normale** (exploitation) et une **situation anormale** (réparation).
Il s'agit, par une répartition judicieuse des moyens attribués à la surveillance et à l'entretien, de pouvoir systématiquement et rapidement retourner en phase d'exploitation et éviter ainsi des travaux de réparation qui, sans signifier nécessairement une mise en danger de la sécurité de l'ouvrage, nécessitent une altération de l'exploitation et des investissements financiers importants.

Le groupe de recherche en matière de routes et de transports routiers de l'OCDE [201] estime que le coût annuel de la maintenance (surveillance et entretien à caractère préventif) devrait s'élever annuellement à 0.7% de la valeur de remplacement des ouvrages si l'on veut mettre en oeuvre une politique rationnelle de maintenance. Il faut compter comme suit une répartition des moyens:

- surveillance : 0.2% de la valeur de remplacement,
- entretien : 0.5% de la valeur de remplacement.

A ce montant, il faut ajouter une somme annuelle correspondant à environ 1% de la valeur de remplacement de l'ouvrage, somme qui, cumulée sur plusieurs années, permet de faire face à des travaux d'entretien périodiques plus importants.

En correspondance, il faut mettre le fait que toute remise en état d'une partie dégradée d'ouvrage d'art ou tout travail de renforcement atteint rapidement plusieurs fois le prix de l'élément neuf, respectivement plusieurs dizaines de % de la valeur de remplacement de l'ensemble de l'ouvrage.

Une maintenance régulière et systématique des ouvrages est donc nécessaire si l'on ne veut pas que les réparations atteignent des montants disproportionnés par rapport au capital investi lors de la construction.

1.1.3 Surveillance

La **surveillance** a pour but de déceler à temps des défauts ou des modifications dans l'ouvrage ou dans son environnement pouvant provoquer des dommages aux personnes et aux choses ou entraîner une perturbation de l'exploitation normale.
La surveillance réside donc en une série de contrôles sur un ouvrage a priori sain et pour lequel il faut mettre en évidence d'éventuels désordres.
Elle doit également permettre d'établir toutes les données nécessaires à la planification de l'entretien.

Il s'agit donc de réunir le plus de renseignements possible afin de disposer des bases nécessaires à une prise de décision judicieuse.
Les conséquences de cette décision peuvent être de trois ordres:

1. ne rien faire: soit que l'état de l'ouvrage ne nécessite aucun travail, soit que les travaux nécessaires peuvent être différés; on retourne alors directement en exploitation normale;
2. entreprendre des travaux d'entretien ordinaire: les résultats issus de la surveillance sont suffisants pour décrire la nature et l'ampleur des dégâts; ceux-ci peuvent être supprimés;
3. procéder à une auscultation plus approfondie: les résultats issus de la surveillance sont insuffisants pour prendre une décision; l'approfondissement peut alors porter sur l'ensemble de l'ouvrage ou seulement sur certains éléments; suite à cette inspection faite "sur mesures", il est possible de prendre une décision.

Il est dès lors possible d'affiner le schéma proposé plus haut.

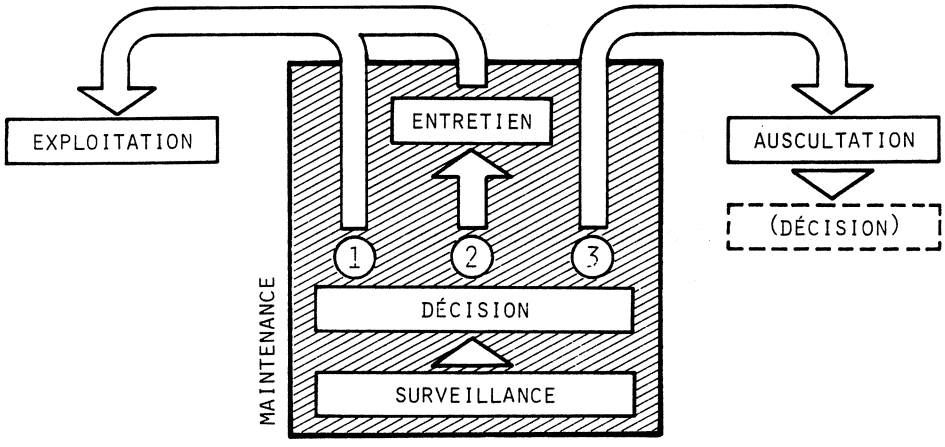


Fig. 1.2
Représentation schématique
des conséquences de la surveillance

Quelques problèmes restent évidemment en suspens:

- comment effectuer cette surveillance ?
- quels sont les moyens à engager ?
- à quel rythme faut-il l'exécuter ?
- quels sont les critères techniques de décision ?

1.1.4 Entretien

La législation fédérale [107] fait la distinction entre l'**entretien courant** ("betrieblicher Unterhalt"), qui concerne les travaux relatifs aux aspects fonctionnels de l'ouvrage, le **gros entretien** ("baulicher Unterhalt"), qui concerne les travaux relatifs aux aspects structuraux, et le **renouvellement** ("Erneuerung").

Même si la terminologie utilisée en français est peu claire, on constate que la quasi totalité des travaux d'entretien relatifs aux ouvrages d'art va se regrouper sous le vocable de "gros entretien", ce qui rend impossible une certaine gradation. Cette distinction est en effet mieux adaptée à la couverture financière des travaux qu'à leur organisation.

Nous proposons donc, dans la suite de ce travail, d'utiliser une terminologie différente. Elle ne se base plus sur la distinction fonctionnement - structure, mais sur la différence entre les travaux effectués exceptionnellement durant la vie de l'ouvrage et ceux dont on peut s'attendre dès le début à ce qu'ils aient lieu une ou plusieurs fois.

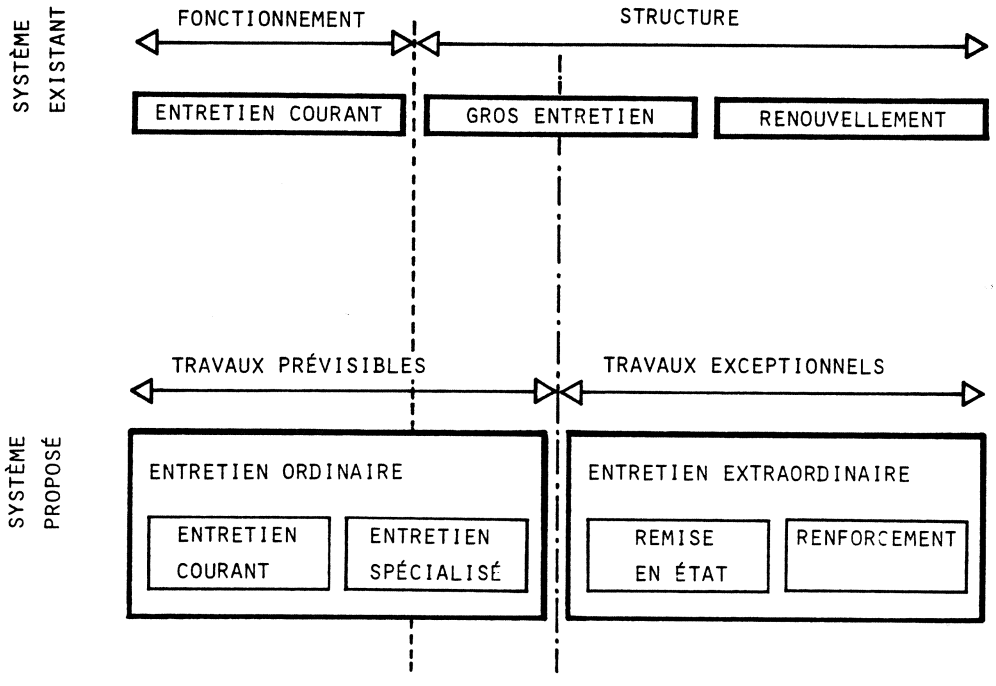


Fig. 1.3
Subdivisions possibles de l'entretien

Dans les mesures d'entretien, on distinguera donc:
- l'entretien ordinaire,
- l'entretien extraordinaire.

L'**entretien ordinaire** regroupe les travaux consécutifs à un vieillissement et à une usure normale de la structure et des équipements. L'entretien ordinaire est étroitement lié au processus de surveillance. Les travaux effectués sont soit des **travaux périodiques** (programmables), soit des **travaux non planifiés** (conséquences de la surveillance).

L'**entretien extraordinaire**, par contre, concerne la réparation de dégâts dus à des événements exceptionnels, à des fautes de conception ou d'exécution, ou alors à un vieillissement marqué de parties importantes de la structure.

L'entretien extraordinaire n'est pas planifiable. Les dégâts importants constatés lors des inspections nécessitent presque toujours un examen complémentaire plus approfondi que ne l'a permis l'inspection. Avant de procéder aux travaux de réparation, il faut peser toutes les conséquences du dégât et de sa réparation sur le reste de l'ouvrage.

Les subdivisions de l'entretien ordinaire seront analysées ultérieurement.

De nombreuses questions restent cependant en suspens:
- quelle est la teneur de ces travaux d'entretien ?
- quelles sont les techniques à utiliser ?
- quelle est l'ampleur à leur donner ?
- par qui doivent-ils être effectués ?

1.2 DELIMITATION DE LA RECHERCHE

1.2.1 Ouvrages d'art et matériaux

Le terme "ouvrage d'art" peut s'avérer extrêmement vaste et flou.
La recherche se limite au domaine des **ponts.**
Ceux-ci sont cependant suffisamment représentatifs de l'art de la construction pour qu'il soit possible d'extrapoler les méthodes exposées à l'ensemble des structures porteuses.
On se contente d'ailleurs d'une catégorie particulière de ponts: ceux du réseau des routes nationales. Cela présente l'avantage d'avoir un nombre important d'ouvrages de conception et de construction récentes, et dont les caractéristiques sont bien connues. Une extrapolation aux ponts du réseau des routes cantonales et communales peut se faire sans problèmes, du moins pour les plus récents.

L'extension à d'autres ouvrages d'art (tunnels, galeries de protection, murs de soutènement,..) entraînerait une augmentation par trop importante du volume de ce document et le problème de leur maintenance est traité dans le cadre d'autres recherches. Une partie des méthodes exposées ci-après pourrait cependant être aisément transposée.

Quant aux matériaux constitutifs, on ne considèrera que ceux utilisés dans les constructions modernes de ponts: le béton et l'acier.
Les résultats de cette recherche sont donc applicables:

- aux **ponts en béton** (avec ou sans précontrainte),
- aux **ponts mixtes** acier-béton.

Les matériaux utilisés dans des ouvrages spéciaux ou plus anciens (bois, maçonnerie,..) ne sont pas traités dans ce cadre.

D'autre part, l'étude se concentre sur l'état et le comportement de la superstructure et des équipements des ponts. Le cas particulier des fondations ou de l'infrastructure en général (état, mouvements,..) est parfois mentionné, mais n'entre pas directement dans les limites de cette étude.

1.2.2 Ampleur de la recherche

Le présent travail cherche à proposer un **système** cohérent de **maintenance** des ouvrages d'art.

Il met toutefois un accent particulier sur les méthodes de surveillance et d'auscultation. Cet aspect est en effet prépondérant pour créer des bases de décision rationnellement utilisables. On procèdera donc à un inventaire aussi exhaustif que possible de ces méthodes. Celles-ci sont applicables aussi bien pour la mise en évidence de désordres que pour l'évaluation de leur ampleur.

Au stade de l'élaboration d'une méthodologie d'utilisation de ces techniques, il devient par contre nécessaire de faire une distinction selon les buts que l'on cherche à atteindre. Il s'agit en effet de distinguer la **surveillance** d'un ouvrage a priori sain de l'**auscultation** détaillée d'une structure dont les défauts ont déjà été mis en évidence.
Etant donné que l'on veut élaborer une stratégie de maintenance, on ne considèrera donc que l'application des méthodes utilisables pour une **phase de surveillance**, c'est-à-dire de mise en évidence des désordres.

Il en va de même pour ce qui concerne les **techniques d'entretien.** On ne considèrera en effet que celles relatives au stade de maintenance, c'est-à-dire en **phase d'entretien ordinaire.**
Ces méthodes ne feront cependant l'objet que d'un inventaire succinct devant permettre de proposer un contenu rationnel à la méthodologie d'entretien élaborée pour la maintenance.
Il sera donc fait totalement abstraction des techniques d'assainissement approfondi ou de renforcement.

Restent les **critères de décision** (voir 1.1.3): la validité de ceux-ci varie énormément d'une méthode de contrôle à l'autre. En effet, les bases théoriques sont soit inexistantes, soit remises périodiquement en question.
On se contentera donc de donner quelques lignes directrices et quelques propositions pour l'établissement de critères de jugement.

L'ensemble du travail débouche donc sur une **proposition d'organisation de la maintenance** des ponts d'un réseau routier, maintenance étant pris dans le sens défini plus haut.

1.2.3 Aspects non traités

Certains aspects sont cependant délibérément laissés de côté.

C'est le cas notamment de toutes les **considérations financières.** Il s'est en effet avéré très difficile de chiffrer le coût des différents composants proposés. Les méthodes de contrôle sont pour la plupart à l'état embryonnaire et il n'est pas possible de tirer des quelques essais effectués un coût unitaire réaliste; cela varie aussi énormément en fonction de la manière dont la surveillance est effectuée.
Il en va de même pour l'entretien: les entreprises facturent généralement leur travail sur la base du temps consacré. Il devient donc problématique d'en déduire un coût unitaire.

Un autre aspect qui n'est pas abordé est celui de l'**organisation en personnel et moyens.** On entre en effet dans la sphère de responsabilité de l'administration qui a la charge d'assurer la maintenance des ouvrages. Dans la structure politique suisse, il serait vain de vouloir proposer une organisation similaire pour tous les cantons. L'application concrète du système proposé devrait être laissée à l'entière compétence des administrations responsables.

Le **problème du protocole et de l'archivage** des résultats des inspections empiète également sur l'organisation interne des administrations. On se contentera de proposer quelques solutions possibles.

Les **considérations budgétaires et politiques** n'ont, bien évidemment, pas pu être prises en considération. Elles jouent cependant un rôle déterminant dans la gestion d'un réseau routier. Là également, le système proposé doit être adapté de cas en cas.

Chapitre 2

DEFAUTS ET DEGATS

2.1 DEGATS OBSERVES

A l'heure actuelle, il est difficile de connaître de manière claire et uniformisée le nombre et le genre de désordres qui affectent les ponts.

Une enquête effectuée en Allemagne [311] concernant les dégâts observés sur une centaine de ponts autoroutiers donne les résultats suivants:

- corrosion des armatures	17 % des ponts
- fissures dans le béton	11 %
- béton désagrégé ou manquant	13 %
- dégâts au revêtement	32 %
- joints endommagés	31 %
- dégâts à l'étanchéité	21 %
- dégâts aux parapets	58 %
- dégâts au système d'évacuation des eaux	27 %
- dégâts aux appareils d'appui	14 %
- dégâts à l'infrastructure	27 %

Ces chiffres peuvent paraître importants. On ne dispose malheureusement pas pour la Suisse de statistiques détaillées, mais le nombre d'ouvrages atteints est inférieur si l'on prend pour base les deux enquêtes suivantes [308, 316]:

* N 13 (1971): 200 ponts inspectés dont 21 présentaient des désordres, soit 10 %
  - superstructure : 4 %
  - infrastructure : 2 %
  - équipements : 4 %
* RN ct AG (1982): 190 ponts inspectés dont 23 présentaient des dégâts plus ou moins graves, soit 12 %. De ces dégâts, la moitié concernait le béton.

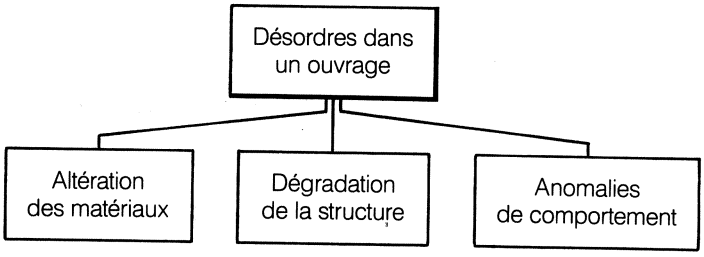
Sur 69 ponts remis en état dans les Grisons entre 1972 et 1984, 80 % présentaient des dégâts au niveau du tablier (béton désagrégé et aciers corrodés).

En résumé des discussions que nous avons eues en Suisse avec les responsables cantonaux, on peut classer les principaux dégâts constatés de la façon suivante (ordre décroissant de fréquence), sans tenir compte des dégâts au revêtement et à l'étanchéité:

- désagrégation du béton sous l'effet des sels de déverglaçage, spécialement au niveau des parapets, des bordures et de la dalle de roulement,
- corrosion de l'armature,
- dégradation des joints de chaussée,
- altération des appareils d'appui,
- mauvaise évacuation des eaux,
- déformation du tablier,
- mouvement de fondations.

2.2 ANALYSE DES DESORDRES

On peut regrouper les différents désordres apparaissant sur les ouvrages en trois catégories:



Par **altération des matériaux**, il faut entendre

- fissuration du béton ou de l'acier,
- ruptures,
- corrosion, sous différentes formes,
- altération chimique et modification des caractéristiques mécaniques,
- perte de matière par suite de choc ou de dissolution.

On parlera de **dégradation de la structure et des équipements** en présence de

- rupture d'éléments d'ouvrage,
- fissuration structurale,
- déformation importante,
- encrassement ou dégâts des appareils d'appui et des joints,
- problème d'évacuation des eaux,
- mouvements de fondations,
- altération du revêtement et de l'étanchéité.

Il faudra voir des **anomalies de comportement** en cas de

- déformations non stabilisées de la structure,
- sollicitations non prévues des appuis et des joints, en efforts ou en déplacements,
- vibrations excessives et conséquences mécaniques et physiologiques.

L'**origine** de ces désordres est à chercher dans

- des **erreurs de conception** particulièrement au niveau des dispositions constructives :
  . précontrainte insuffisante ou trop importante,
  . insuffisance d'armature passive,
  . sections trop faibles,
  . mauvaise estimation des déplacements sur appui,
  . non prise en compte des effets différés (fluage, relaxation),
  . inaccessibilité des appareils d'appui,
  . mauvaise conception de l'étanchéité;

- des insuffisances et des **erreurs de construction** :
  . cavités, nids de gravier,
  . non respect des dimensions,
  . matériaux n'ayant pas les spécifications demandées,
  . insuffisance d'enrobage des armatures,
  . mauvaise exécution des injections;

- des **sollicitations extérieures** des matériaux ou de la structure, non prévues ou fortuites :
  . choc de véhicules,
  . sels de déverglaçage,
  . mouvements de fondations,
  . variations thermiques.

La **conséquence** à plus ou moins long terme de ces désordres sera la mise hors service de l'ouvrage, si rien n'est entrepris pour sa remise en état. Deux aspects la justifieront :

- insuffisance de capacité portante, locale ou généralisée (sécurité),
- déformation excessive (aptitude au service).

Les paragraphes suivants donnent, de manière succincte, une description des dégâts les plus courants et en présentent les causes et les mécanismes.

L'annexe 4 "Bibliographie" donne dans sa section 3 une liste de publications permettant d'approfondir les différents domaines.
Il sort cependant du cadre de cette étude de vouloir entrer dans trop de détails.

2.3 ALTERATION DES MATERIAUX

2.3.1 Défauts et dégâts du béton

Différents phénomènes altèrent la qualité du béton:

a) **épaufrure / cassure** : fragment détaché de la masse du béton sous l'effet d'une force extérieure (choc d'un véhicule, déformation d'une autre partie d'ouvrage) ou d'un gonflement intérieur (expansion de la rouille des armatures, gel, foisonnement dû à une réaction chimique). Cela se situe généralement sur les arêtes ou le long du tracé des armatures.
Conséquences : - diminution de la section résistante,
- mise à nu des aciers d'armature.

b) **cavité / nid de gravier** : absence de béton ou d'éléments fins de béton en surface ou dans l'épaisseur de la structure.
Conséquences : - diminution de la section résistante,
- mise à nu des aciers d'armature.

c) **attaque chimique** : modification du béton par :
- réaction des alcalis du ciment avec les granulats,
- eau pure dissolvant le ciment,
- eau et air chargés en sulfates,
- chlorures contenus notamment dans le sel de déverglaçage.

Cela se traduit soit par une désagrégation du béton (perte de l'adhérence entre ciment et granulats), soit par la formation de sels expansifs (étringite,..).
Conséquences : - perte de résistance,
- désagrégation du béton,
- risque de corrosion des aciers.

d) **carbonatation** : réaction de l'hydroxyde de calcium du ciment hydraté avec le gaz carbonique contenu dans l'air ou dans l'eau. On a formation de carbonate de calcium (calcaire) qui entraîne une

baisse du pH de l'eau incluse dans les pores (normalement, l'eau du béton a un pH compris entre 12.5 et 13.5; la carbonatation le fait descendre à environ 8). Le phénomène est relativement lent, mais peut être accéléré si le béton est peu compact, est fissuré (plus grande surface en contact avec l'air) ou si la teneur en CO_2 est importante.

La formation de $CaCO_3$ se concrétise sous forme de traces blanches en surface du béton (efflorescences), d'incrustations dans les fissures, voire même de concrétions (stalactites).

Conséquences: - dépassivation des aciers d'armature,
- augmentation du risque de corrosion des armatures,
- aspect inesthétique.



Fig. 2.1
Epaufrure

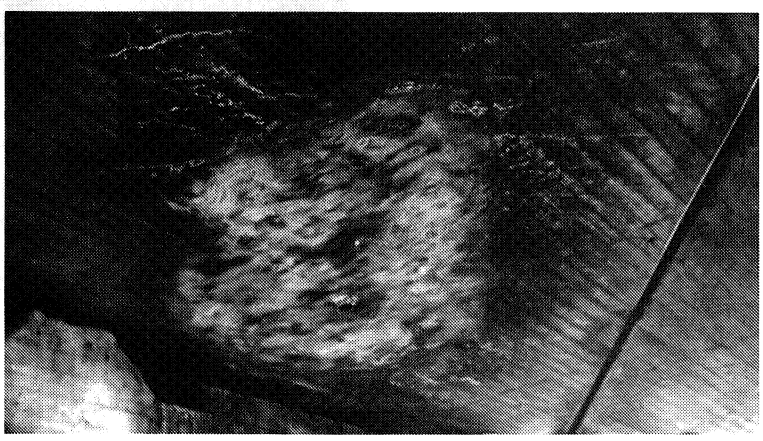


Fig. 2.2
Efflorescence

e) **écaillage** : fine couche de mortier durci décollée de la surface et laissant à nu les agrégats. Il se produit souvent sur les surfaces exposées au trafic, aux intempéries, au gel et au sel de déverglaçage (choc thermique).

Conséquences : - risque de mise à nu des armatures,
- désintégration progressive du béton.

f) **perméabilité** : généralement le résultat d'un compactage insuffisant lors de la construction. Elle facilite l'infiltration d'eau (notamment l'eau chargée de chlorures des sels de déverglaçage) et la pénétration du CO2 et SO2.

Conséquences : - corrosion des aciers,
- augmentation de l'effet du gel,
- augmentation de l'effet des attaques chimiques,
- accélération du processus de carbonatation.

g) **fissuration** : sous l'effet d'actions extérieures (efforts dans la structure), de déformations empêchées (retrait, température) ou de gonflements.

Conséquences, selon la profondeur et l'ouverture de la fissure :
- infiltrations d'eau,
- corrosion des aciers,
- augmentation de l'effet du gel,
- diminution de la résistance au cisaillement,
- accélération du processus de carbonatation.



Fig. 2.3
Ecaillage du béton

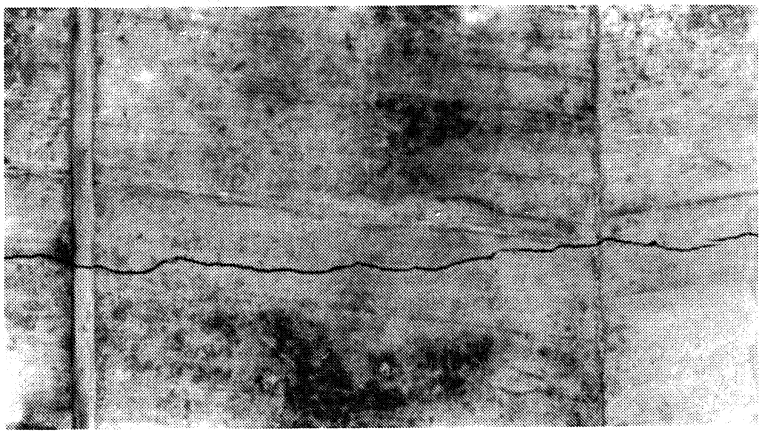


Fig. 2.4
Fissure

2.3.2 Dégâts aux aciers d'armature

Corrosion et rupture sont les principaux dégâts à relever dans les armatures, tant passives que de précontrainte.

a) **corrosion généralisée** : l'eau incluse dans les pores du béton est très alcaline (pH>12) et constitue ainsi une protection naturelle des aciers (passivation). Un certain nombre de causes peut modifier cet environnement favorable :

- la carbonatation du béton entraîne une baisse du pH,
- de l'eau pure ou chargée de sulfates ou de chlorures peut pénétrer dans un béton perméable ou fissuré,
- une trop grande quantité d'eau résiduelle dans le béton (par exemple eau stagnant dans les gaines de précontrainte) ne peut pas devenir alcaline.

La baisse du pH entraîne une dépassivation de l'acier et la formation de macro-piles électrolytiques qui dissolvent l'acier. La présence de chlorures ou de sulfates accélère énormément le phénomène.

Conséquences :
- diminution de section,
- perte de résistance,
- foisonnement de la rouille et éclatement de l'enrobage de béton, mettant ainsi en danger les aciers moins ou non atteints.

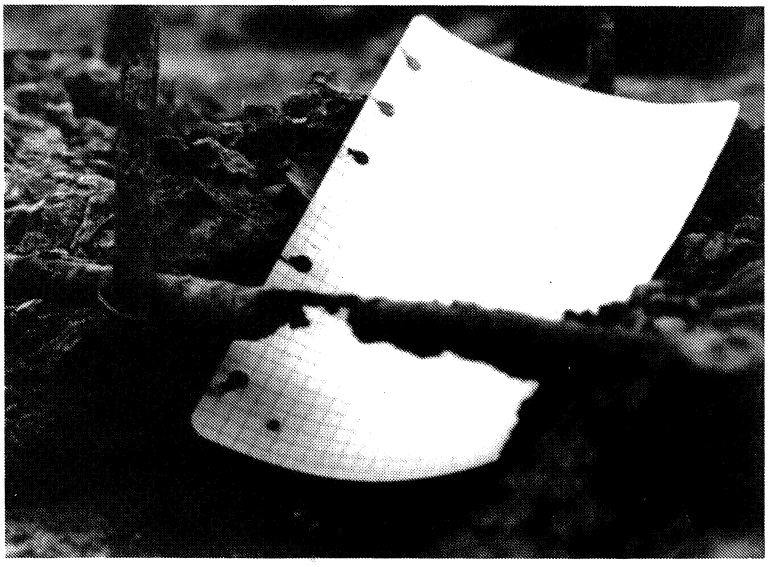


Fig. 2.5
Corrosion avancée
de barres d'armature

b) **corrosion localisée** (par piqûres) : si des chlorures ou des sulfates peuvent pénétrer jusqu'à l'armature, la couche passive est détruite localement, même en milieu alcalin, et l'acier se dissout rapidement et de manière très localisée. Ce processus est particulièrement dangereux pour les aciers de précontrainte.
Conséquences : - risque de rupture soudaine.

c) **corrosion sous tension** : elle crée une modification locale des caractéristiques mécaniques de l'acier, ce qui, dans le cas des éléments tendus, tolère un allongement de rupture plus faible que celui existant, imposé par la mise en tension. La dépassivation des aciers de précontrainte (p.ex. suite à une mauvaise qualité de l'injection) peut entraîner le début d'une corrosion en milieu fermé. La quantité d'oxygène de l'air occlus dans la gaine est relativement faible et les ions d'hydrogène libérés par l'électrolyse de l'eau ne peuvent se combiner avec l'oxygène; ils ont donc tendance à pénétrer dans l'acier et à en modifier la structure cristalline (phénomène de fragilisation).
Conséquence : - risque de rupture soudaine.

d) **rupture** : une rupture des aciers peut se produire comme conséquence de la corrosion. Le cas de rupture par dépassement de la résistance ou par fatigue doit également être envisagé, notamment aux discontinuités de l'armature dans des sections très sollicitées dynamiquement.
Conséquences : - diminution de la capacité portante de la section,
- rupture d'éléments de la structure.

e) **injection insuffisante** : le manque de coulis de ciment dans certaines parties des gaines peut entraîner :
- manque d'adhérence câble-béton,
- stagnation d'eau et d'air.

Les zones critiques sont les points hauts du tracé des gaines ainsi que les trompettes des ancrages.
Conséquences : - diminution de capacité portante,
- corrosion des aciers,
- risque de fragilisation.

On peut résumer la dégradation du béton armé comme suit :

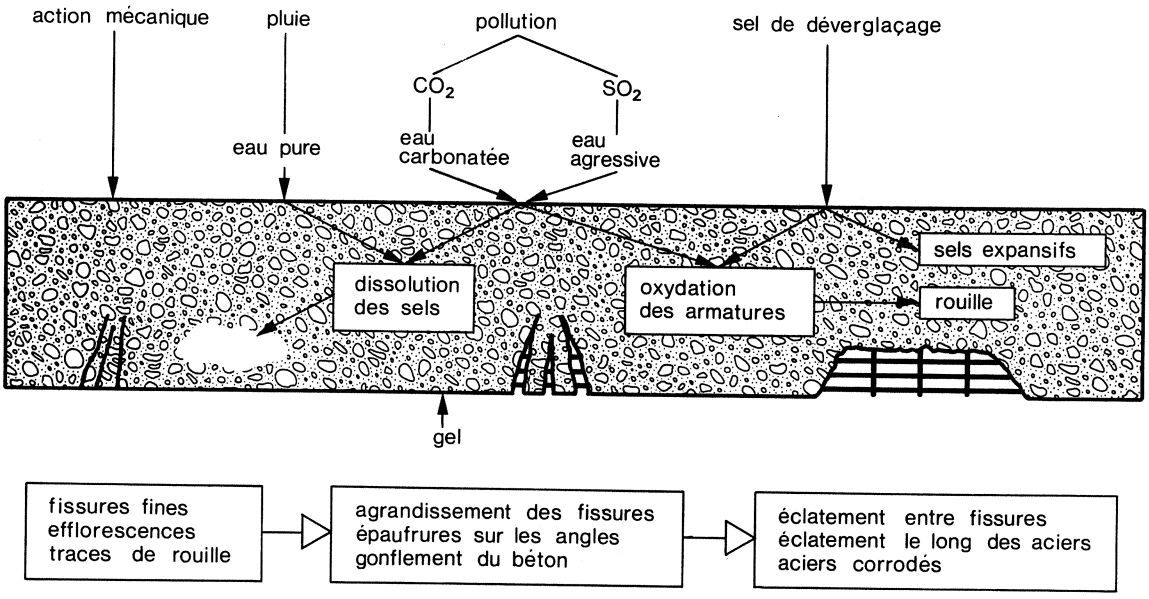


Fig. 2.6

Processus de dégradation du béton armé

2.3.3 Dégâts aux aciers de construction

Les principaux dégâts qui peuvent se produire sur les aciers de construction sont la corrosion et la fissuration.

a) **corrosion généralisée** : conséquence de l'absence ou du défaut de la protection de l'acier facilitant le contact avec l'eau (eau de ruissellement, de condensation ou d'humidité de l'air ambiant) et la présence d'oxygène. Elle affecte des zones plus ou moins étendues. On assiste à la formation de rouille.

Conséquences : - réduction d'épaisseur du métal sain, d'où diminution de résistance,
- aspect inesthétique,
- phase ultime : perforation.



Fig. 2.7
Corrosion et perforation d'éléments de tablier

b) **corrosion par piqûres** : corrosion par dissolution, de faible surface, ayant l'aspect de trous d'épingle et progressant dans l'épaisseur du métal.

Conséquence : - diminution de résistance.

c) **corrosion sous tension** (fissurante) : caractéristique des pièces en tension (tirants, boulons,..) généralement constituées d'aciers à haute résistance, plus fragiles. Lors de la corrosion, l'hydrogène produit à la cathode pénètre dans l'acier et, lorsque sa concentration est suffisamment élevée (du moins localement), provoque une fragilisation de celui-ci. Il n'y a pas formation de rouille.

Conséquence : rupture fragile.

d) **foisonnement / coulure** : signes visibles de corrosion avec formation de rouille qui prend plus de volume que l'acier dissout. Un foisonnement se produisant entre deux pièces accolées peut entraîner un gonflement et mener à une rupture des assemblages. Les coulures de rouille trahissent souvent la présence de corrosion dans des endroits non contrôlables.

Conséquences : - déformations excessives,
- rupture des assemblages,
- aspect inesthétique.

e) **fissuration / rupture** par suite de :
- contrainte trop élevée,
- fatigue du métal,
- fragilisation (réaction chimique ou basse température), surtout pour les aciers spéciaux à haute résistance.

f) **fissuration des soudures** par suite de :
- concentration de contraintes,
- contraintes résiduelles,
- fatigue.

g) **rupture ou desserrage des assemblages** (boulons, rivets, goujons) par suite de :
- vibrations,
- fatigue,
- fragilisation du métal,
- efforts dépassant la résistance.

2.4 DEGRADATION DE LA STRUCTURE

2.4.1 Déformations

Les déformations irréversibles excessives d'un pont, qu'il s'agisse de déformations verticales ou horizontales, sont généralement les signes apparents de désordres internes à l'ouvrage. Les déformations se répercutent systématiquement au niveau de la géométrie de la chaussée et perturbent, voire rendent dangereuse, la circulation.

Une déformation excessive de l'ouvrage peut entraîner des dégâts à la structure (fissuration), aux équipements (appareils d'appui, joints, évacuation des eaux) et à l'infrastructure (appuis, piles, culées). Une perturbation de la ligne de roulement des véhicules créera des vibrations supplémentaires au passage des poids lourds.

a) l'augmentation des flèches est la conséquence d'une insuffisance de balancement des charges permanentes par la précontrainte, d'une redistribution des efforts par suite du fluage ou d'un changement du système statique. Elle peut également être révélatrice d'une diminution de l'inertie d'un certain nombre de sections par suite d'une fissuration excessive ou d'une diminution de la force de précontrainte par rupture de câbles ou perte d'adhérence.

   Conséquences:
   - fissuration de la structure,
   - sollicitation supplémentaire de certaines zones ou des équipements,
   - effets dynamiques importants dans les joints (différences angulaires).

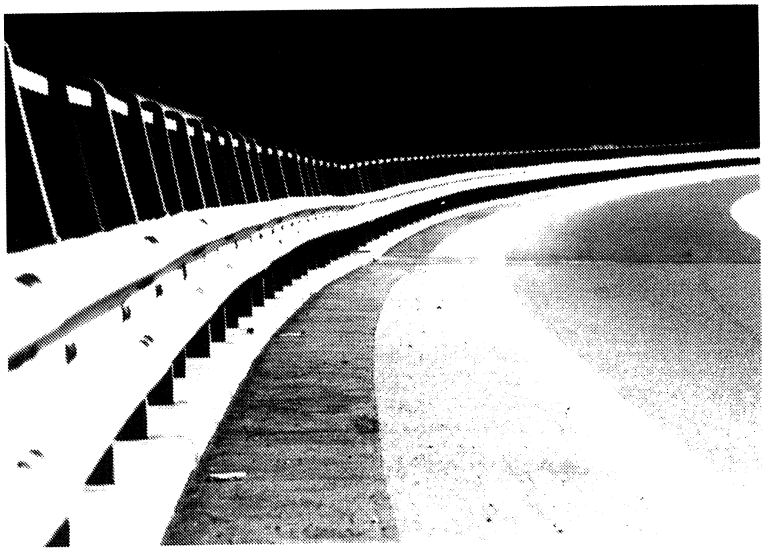


Fig. 2.8
Déformation excessive au droit d'un joint de chaussée

b) une **déformation transversale** est caractéristique de la mauvaise reprise par la structure d'efforts de torsion dus à la courbure de l'ouvrage, à une excentricité des charges ou à un tassement différentiel d'appuis, ou alors d'effets différés dans certaines parties de la section (fléchissement des grands porte-à-faux,..).

Conséquences : - fissuration de la structure,
- désordres dans les appareils d'appui,
- blocage des joints de dilatation,
- mauvais écoulement des eaux sur la chaussée.

c) les **dilatations** sous l'effet de variations de température sont en principe prévues lors de la conception de l'ouvrage. Cependant ces déplacements sont parfois empêchés, mal guidés ou plus grands que prévus.

Conséquences : - fissuration de la structure,
- désordres dans les appareils d'appui ou les joints.

2.4.2 Fissuration

Le béton armé est fissuré, du fait des caractéristiques différentes de ses composants. Cependant les fissures doivent rester faibles et bien réparties. Certains désordres ou insuffisances peuvent entraîner une fissuration très marquée.

a) insuffisance de **résistance à la flexion** : la flexion engendre de la traction parallèle à l'axe du pont. Les fissures se trouvent en milieu de travée ou sur appui et, par suite des sollicitations dues aux charges ou par suite de déformations imposées, dans les zones de moment nul où de larges fissures peuvent s'ouvrir en cas d'absence d'une armature minimale. Les zones inférieures des poutres ou les dalles inférieures des caissons sont fissurées et les fissures montent verticalement dans les âmes. Au fur et à mesure qu'on se rapproche des appuis, elles se combinent avec des fissures d'effort tranchant.

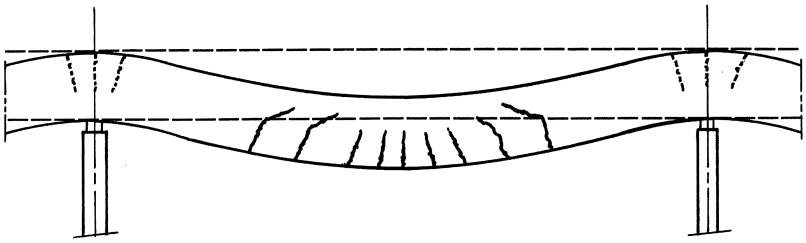


Fig. 2.9
Fissuration de flexion

L'origine de ces désordres peut être multiple :

- insuffisance de précontrainte (pertes par frottement, imprécision du tracé, câbles rompus,...),
- excès de charges permanentes (augmentation de l'épaisseur du revêtement ou du balast),
- redistribution des efforts (effets différés) par suite du fluage et du procédé de construction entraînant en général une augmentation des moments en travée et une diminution sur appui,
- gradients thermiques sur toute la hauteur de la structure ou sur la dalle de roulement, provoquant la fissuration de la face supérieure et l'infiltration d'eau salée en hiver,
- efforts locaux (par exemple phénomène d'entraînement derrière un ancrage de câble) venant se superposer aux efforts de flexion.

Conséquences : - corrosion des armatures,
- aspect inesthétique,
- fatigue des armatures par variation des contraintes sous l'effet des gradients thermiques ou des charges mobiles,
- augmentation des flèches.

b) insuffisance de **résistance à l'effort tranchant** : un effort tranchant ou de la torsion créent de la traction oblique. En cas d'absence d'une armature minimale, des fissures peuvent se développer. Elles se trouvent dans les âmes, généralement dans le tiers de la portée voisin des appuis, et inclinées à environ 45°.

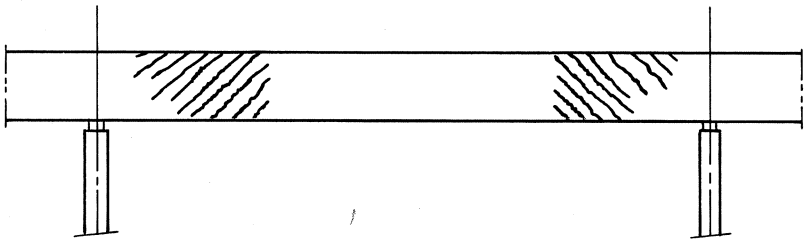


Fig. 2.10
Fissuration d'effort tranchant

Les causes peuvent en être :
- tassement différentiel des appuis,
- redistribution des efforts,
- épaisseur insuffisante des âmes,
- diminution locale de l'épaisseur des âmes en présence de gaines de précontrainte,
- ancrage des câbles de précontrainte introduisant ponctuellement une force oblique.

Conséquences : - corrosion des étriers,
- formation de rotules plastiques,
- risque de rupture fragile, la travée n'étant plus soutenue que par cisaillement de la dalle supérieure (éventuellement inférieure).

c) **entraînement / diffusion** des forces de précontrainte introduites aux ancrages ou introduction d'autres efforts concentrés.

Conséquences : - corrosion de l'armature passive,
- éclatement du béton sous l'effet du gel.

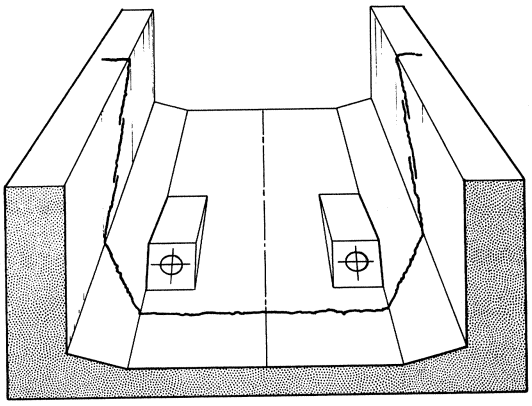


Fig. 2.11
Fissuration d'entraînement au voisinage d'un bossage d'ancrage

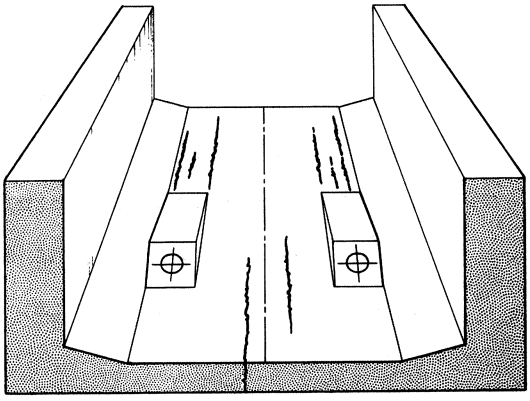


Fig. 2.12
Fissuration de diffusion des forces d'ancrage

d) **déviation / poussée au vide** des câbles de précontrainte, lorsque ceux-ci sont mal retenus par l'armature passive. Les fissures suivent le tracé des câbles.

Conséquences : - corrosion des gaines et des câbles,
- risque de fissuration du coulis d'injection.

e) **gradient thermique / charge alternée** peuvent induire une fissuration de flexion dans des zones où les charges agissent normalement en sens inverse. Le cas typique est celui de la fissuration des fibres inférieures près des appuis, ou dans les zones des moments nuls.

Conséquences : - fissuration alternée de certaines zones (effet de pompage),
- mauvaise introduction des réactions d'appui.

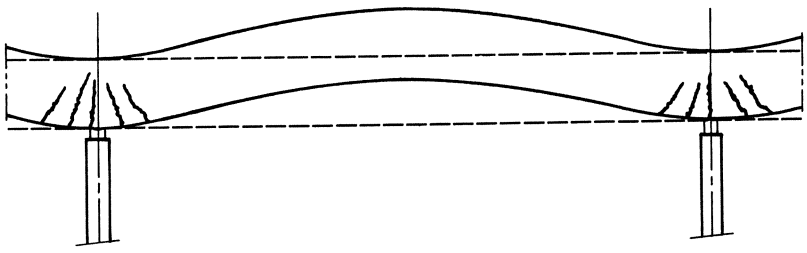


Fig. 2.13
Fissuration due à un gradient thermique

2.4.3 Ruptures

Des parties plus ou moins importantes d'ouvrage peuvent se rompre. Des efforts supplémentaires se reportent sur d'autres éléments de l'ouvrage qui seront alors trop sollicités.

Conséquences : - mise en danger locale ou générale de la sécurité de l'ouvrage,
- rapidité de développement des ruptures inversément proportionnelle à l'hyperstaticité du système.

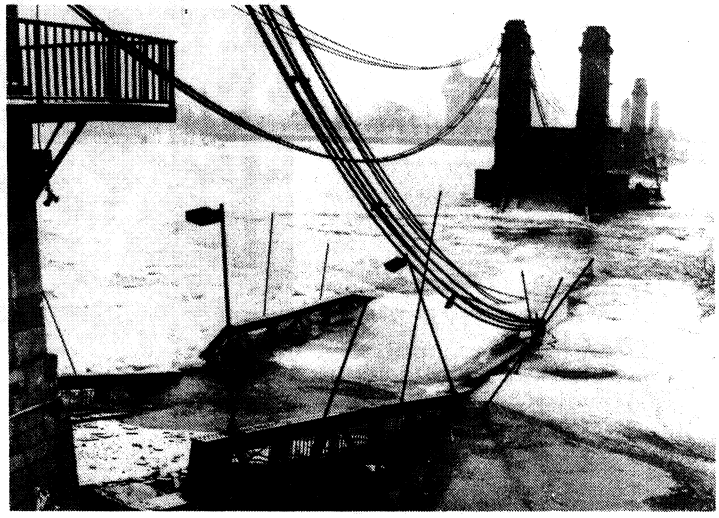


Fig. 2.14
Ruine totale d'un pont suspendu

2.4.4 Fondations

Les fondations sont construites en béton et sont donc sujettes aux mêmes risques d'agressions chimiques. D'autres part, les désordres peuvent être d'origine mécanique.

a) **agression chimique** du béton : le béton peut être attaqué et se désagréger, et l'armature des fondations être corrodée par des eaux agressives, notamment en milieu pollué.

Conséquences : - désintégration de la fondation,
- risque de basculement.

b) des **affouillements** sous les fondations de semelles en rivière ou sous les culées.

Conséquences : - risque de basculement des culées sous la poussée des terres du remblai ou la pression hydrostatique,

- tassement de fondation entraînant une fissuration de l'ouvrage.



Fig. 2.15
Basculement d'une pile par suite d'affouillement de la fondation

c) un **mouvement de terrain** crée une modification des conditions d'appui de l'ouvrage.

Conséquences : - déformation de la superstructure (culées, piles, tablier),

- fissuration des éléments de structure,
- désordres dans les équipements.

2.5 DEGRADATION DES EQUIPEMENTS

2.5.1 Appareils d'appui

Les appareils d'appui, particulièrement ceux qui doivent permettre un mouvement, sont souvent des éléments mécaniques relativement complexes.

On peut y constater différents types de dégâts :

- corrosion généralisée, particulièrement si une fissuration du pont ou une mauvaise étanchéité des joints de chaussée les exposent à des venues d'eau chargée de sel,
- encrassement des éléments mobiles par des détritus ou des coulures de béton,
- rupture des pattes de scellement ou de certaines parties de l'appareil (rail de guidage, frette d'appui élastomère),
- déplacement de l'appui,
- écrasement ou déchirement d'appuis en élastomère fretté par suite de déformations excessives,
- fluage du teflon ou de l'élastomère.

Conséquences :
- déformation empêchée de l'ouvrage,
- pile ou culée entraînée avec l'ouvrage,
- rupture de l'assise de l'appui,
- ouvrage "tombant" de l'appui.



Fig. 2.16
Appui fortement encrassé

2.5.2 **Joints de dilatation** (joints de chaussée)

Les dégâts que l'on peut constater sur des joints de chaussée sont :

- corrosion du joint,
- rupture de certains éléments,
- descellement du joint dans le pont ou la culée, dont les causes sont à chercher dans des
  - . chocs du trafic lourd,
  - . chocs des lames des chasse-neige,
  - . dilatations trop importantes ou cisaillement non prévu,
  - . sel de déverglaçage,
  - . eau stagnant dans le joint.

Conséquences :
- danger de circulation pour les véhicules (discontinuité de la chaussée),
- écoulement d'eau sur les appuis de culée,
- blocage des déformations,
- fissuration de la structure.

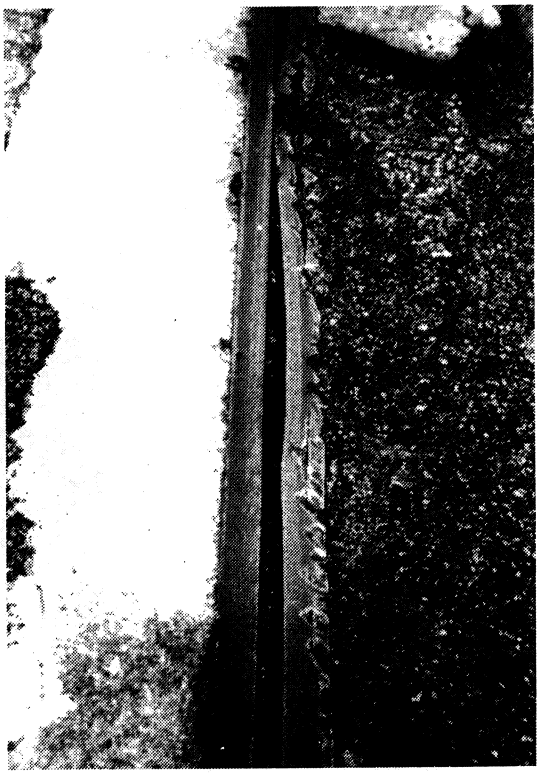


Fig. 2.17
Endommagement d'un joint par les lames des chasse-neige

2.5.3 Evacuation des eaux

On peut constater :

- un engorgement du système (par détritus ou gel),
- un bris des canalisations,
- un mauvais raccord avec l'étanchéité du pont.

Conséquences: - danger pour la circulation (aquaplanage, verglas),
- écoulement d'eau (chargée de sel) sur la structure et les appuis, d'où :
  . corrosion accélérée,
  . éclatement du béton par le gel,
  . forte concentration de chlorures dans le béton.

2.5.4 Etanchéité et revêtement

Leur défaillance a de graves répercussions sur le comportement et la durabilité du pont. Les effets thermiques et les effets dynamiques engendrés par le trafic lourd fissurent le revêtement et l'étanchéité (quand cette dernière n'est pas carrément absente).
Les détails ne sont parfois pas assez soigneusement conçus et exécutés. L'eau de pluie et l'eau chargée de sel peuvent s'infiltrer dans la dalle de roulement, au travers des joints de construction, par les raccords avec les bordures.

Conséquences : - corrosion accélérée des armatures, aciers et appareils d'appui sur lesquels l'eau s'écoule,
- désagrégation du béton de surface,
- carbonatation accélérée.

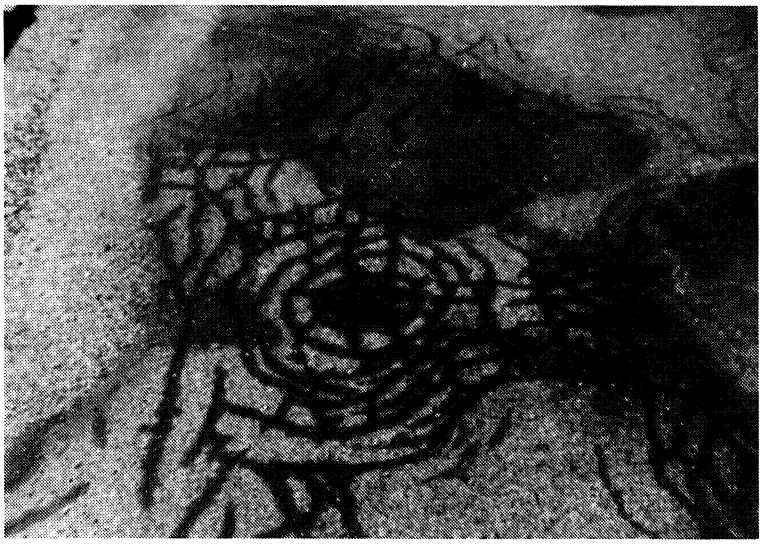


Fig. 2.18
Faïençage prononcé du revêtement révélant une désintégration du béton de la dalle de roulement

2.5.5 Parapets, bordures et glissières

Ils sont constamment exposés aux chocs du trafic et aux projections d'eau de pluie et d'eau de fonte.

Conséquences: - chocs thermiques sur le béton et carbonatation, d'où désagrégation,
- corrosion des aciers,
- création de ruissellement vers la structure porteuse.



Fig. 2.19
Cordon de bordure désintégré par le sel de déverglaçage

2.6 ANOMALIES DE COMPORTEMENT

2.6.1 Déformations non stabilisées

Le fluage du béton et la relaxation des aciers ont pour conséquence, au fil des années, une augmentation de la flèche des différentes travées. Cette augmentation va cependant en s'atténuant fortement. Certains ouvrages ne se stabilisent pas, voire même accélèrent le phénomène. Cela peut être dû à différentes causes :

- redistribution des efforts par suite de tassements,
- fissuration marquée de certaines sections,
- fissuration généralisée de l'ouvrage,
- pertes de tension de la précontrainte,
- modification du système statique,
- altération des matériaux.

Conséquences :
- endommagement des équipements,
- mise en danger de la circulation (perturbation de la ligne de roulement),
- redistribution des efforts,
- risque de passer subitement dans un autre système statique, peut-être instable,
- effets dynamiques accentués.

2.6.2 Sollicitations des appuis et des joints

Des déplacements imprévus ou des dilatations mal calculées peuvent entraîner appuis et joints au-delà de leurs limites normales de fonctionnement.

Conséquences :
- endommagement ou rupture de l'équipement,
- irréversibilité partielle du déplacement,
- descellement de l'équipement,
- modification des conditions d'appui (à l'extrême : instabilité et ruine de l'ouvrage),
- altération des zones voisines.

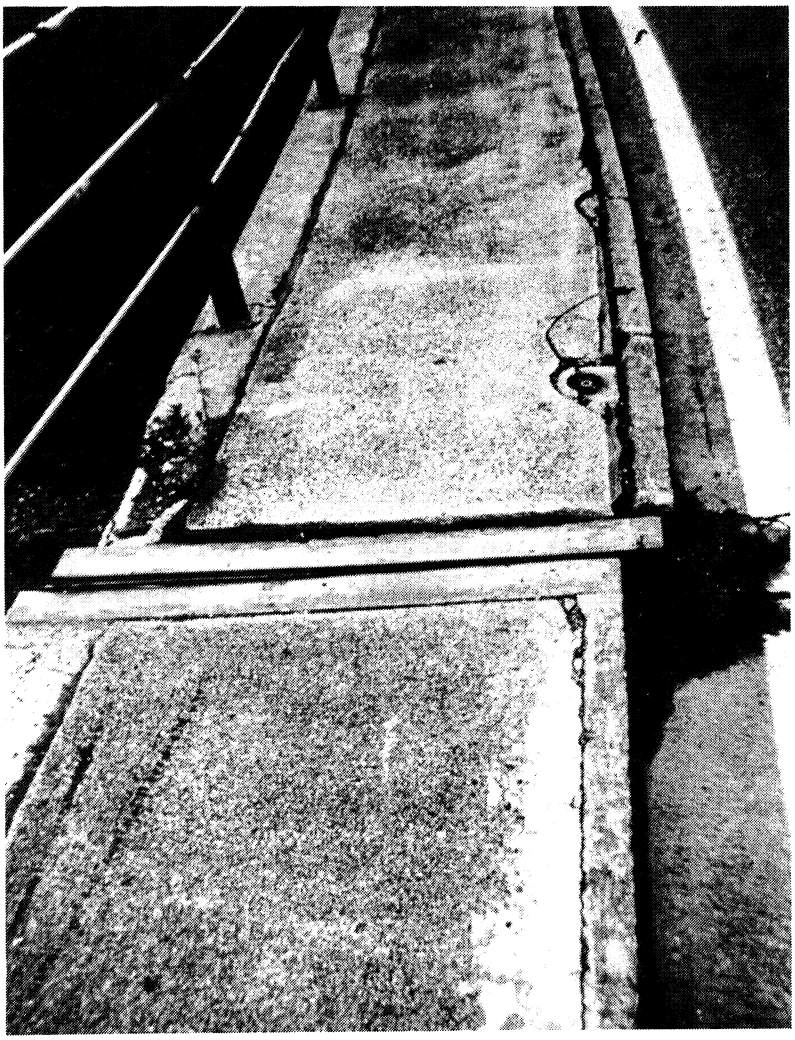


Fig. 2.20
Cisaillement excessif d'un joint de chaussée

2.6.3 Vibrations

Les vibrations d'un ouvrage sous charge de trafic ont des répercussions dans deux domaines :

- sur les **usagers** : les effets physiologiques des vibrations sont très rapidement perçus par les usagers du pont. Bien avant que les vibrations ne deviennent dangereuses pour la structure, elles sont ressenties comme très désagréables;
- sur la **structure** : dès que la vitesse de déplacement vertical de l'ouvrage atteint un certain seuil (20 mm/s), on doit craindre des dommages, en premier lieu aux équipements, puis l'extension à une fissuration de la structure porteuse. Dans certains types de structures, l'effet de fatigue ne doit pas être négligé.

La génération de ces vibrations par le trafic lourd est le résultat :

- soit d'une structure trop souple,
- soit d'une défectuosité de la structure porteuse,
- soit d'une irrégularité sensible du revêtement.

Conséquences : - à long terme, endommagement de la structure,
- endommagement des équipements,
- gêne du trafic.

Chapitre 3

INVENTAIRE ET TRI DES METHODES DE CONTROLE

3.1 DOMAINES D'INVESTIGATION

3.1.1 Objectifs de la surveillance

Comme nous l'avons déjà dit, une **surveillance** correctement élaborée doit permettre de se rendre compte de l'état de l'ouvrage, de mettre en évidence les parties d'ouvrage nécessitant un entretien particulier, de déceler suffisamment tôt les désordres structuraux risquant de mettre en danger la sécurité globale de l'ouvrage.

La surveillance s'applique à un ouvrage ou à une série d'ouvrages a priori sains. Il ne s'agit donc que de mettre en évidence les éventuelles dégradations. Cependant, dans la mesure où celles-ci ne sont pas trop importantes, les contrôles effectués dans le cadre de la surveillance doivent permettre d'en déterminer l'ampleur et l'origine; on facilite ainsi la décision.

Les opérations de surveillance doivent pouvoir atteindre les **objectifs** suivants:

- image complète de l'état et du comportement de l'ouvrage,
- détection sûre des parties d'ouvrage présentant des problèmes,
- critères simples et rapides de classement des dégâts en vue de leur réparation,
- systématique applicable à de nombreux ouvrages,
- engagement optimal des moyens financiers.

En fonction de ces objectifs et en tenant compte des dégâts probables que l'on peut rencontrer sur un ouvrage, on peut dire que la surveillance doit permettre de mettre en évidence les dégâts suivants:

- diminution de sections portantes,
- fissuration,
- corrosion et rupture des armatures,
- déformation de la structure,
- déplacement des fondations,
- mauvais fonctionnement des équipements.

La mise en évidence de ces dégradations ne peut se faire que par des contrôles effectués in situ. Procédons donc à l'inventaire des différentes méthodes existant pour l'exécution de ces contrôles.

3.1.2 Subdivision

Il existe différentes possibilités pour subdiviser le domaine d'investigation. On peut le découper par ordre de difficulté de mise en évidence des dégâts concernés, par niveaux de sophistication du matériel utilisé, par degrés de spécialisation du personnel requis pour l'investigation, par analogie des dégâts,...

Dans le cas présent, il a été choisi de décomposer le domaine d'investigation "contrôle d'un ouvrage d'art" en fonction des résultats que l'on cherche à atteindre, des dégradations que l'on veut mettre en évidence.

Vu sous cet angle-là, on peut découper le **contrôle d'un ouvrage d'art** en trois groupes:

1. contrôle de l'état des matériaux,
2. contrôle de l'état de l'ouvrage,
3. contrôle du comportement de la structure.

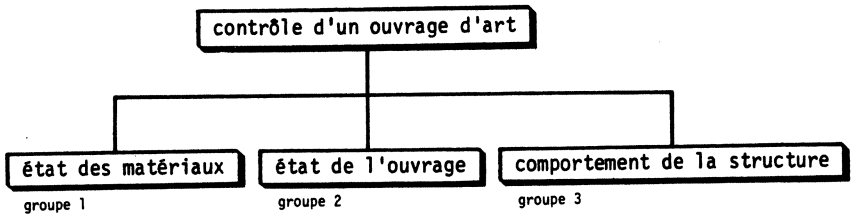


Fig. 3.1
Subdivision globale du processus de contrôle d'un ouvrage d'art

Par état, il faut entendre l'aspect et la qualité mécanique et physique des matériaux et des éléments de structure au moment du contrôle. Il peut être établi soit en absolu, sur la base d'un état idéal, soit par référence à un état antérieur (réception ou contrôle précédent).

Le **comportement** caractérise la réponse de la structure ou d'une partie de celle-ci à une sollicitation donnée (poids propre ou

surcharge imposée). On cherchera à déceler les variations de comportement entre deux contrôles.

Relevons d'emblée qu'un tel découpage du domaine d'investigation peut s'appliquer aussi bien à la surveillance qu'à l'auscultation détaillée. La démarche reste similaire.

3.1.3 Contrôle de l'état des matériaux

Il s'agit d'apprécier la qualité intrinsèque des matériaux constitutifs, tant sous l'aspect mécanique que physico-chimique.

On peut diviser ce domaine en trois groupes:

11. état du béton
12. état des aciers de construction
13. état des armatures

Sept paramètres sont utiles pour porter un jugement sur l'**état du béton:**

111. la **résistance** : elle est à considérer tant dans la masse qu'en surface (peau); elle est intéressante en valeur absolue et en valeur relative (variations entre les différentes zones d'une structure);
112. l'**homogénéité** : on cherche à mettre en évidence les absences localisées de matière ou les variations de compacité;
113. le degré de **carbonatation** : ce phénomène joue un rôle important dans la désalcalinisation du béton qui se répercute sur la corrosion des armatures;
114. la présence et la concentration de **chlorures** : ils accélèrent le phénomène de corrosion des armatures, même en milieu alcalin;
115. la **perméabilité** : il faut en tirer des conclusions quant à la pénétration d'eau chargée, à la résistance au gel, à l'avance du front de carbonatation,..
116. les **composants** : dans certains cas, il s'avère nécessaire de reconstituer a posteriori la composition du béton ou de la pâte de ciment;

117. la **fissuration** : on la considère ici à l'échelle macroscopique, pour juger ses répercussions sur la corrosion des armatures, la dégradation de la surface,...

Trois sous-domaines interviennent dans l'appréciation de l'**état des aciers de construction.**

Par "aciers de construction", on entend les éléments de charpente en acier (poutres-maîtresse, entretoises, contreventements,..) ainsi que les parties métalliques des équipements (appareils d'appui, joints de chaussée,..).

121. l'état de la **peinture** : indépendamment de l'aspect esthétique, c'est tout l'effet de protection anti-corrodale qu'il s'agit de pouvoir apprécier;

122. la **corrosion** : elle représente un des dangers primaires des structures métalliques; elle peut se présenter soit sous forme clairement visible (surface), soit sous forme cachée (caisson fermé, pièces accolées,..);

123. la **fissuration** : il faut être conscient que son origine et son emplacement sont, dans la majeure partie des cas, très différents de ceux du béton.

Quant à l'appréciation de l'**état des armatures** (ferraillage passif ou précontrainte), on peut la décomposer en cinq volets:

131. l'**enrobage** de béton (dénommé souvent à tort "épaisseur de recouvrement") : il joue un rôle fondamental pour la protection mécanique et pour le ralentissement du processus de corrosion;

132. l'**emplacement** des armatures doit parfois être déterminé, soit pour reconstituer a posteriori les caractéristiques de la section, soit pour éviter des interférences lors de travaux;

133. la **corrosion** des barres et des câbles représente, de par leur position cachée à la vue directe, de par la difficulté de renouveler périodiquement la protection et de par les conséquences qu'entraîne un réduction des sections d'acier, un point critique des structures en béton armé; il faut donc d'abord étudier le problème au niveau des barres elles-même;

134. l'**injection** des gaines où sont placés les câbles de précontrainte joue un rôle important : il en va de la protection mécanique et anti-corrodale des câbles;

135. la rupture des câbles et des barres est peut-être un cas extrême, mais elle doit faire partie des domaines d'investigation du fait des conséquences qu'elle a sur la structure et de la difficulté d'une observation immédiate directe.

Le contrôle de l'état des matériaux peut donc se subdiviser en 15 domaines d'investigation.

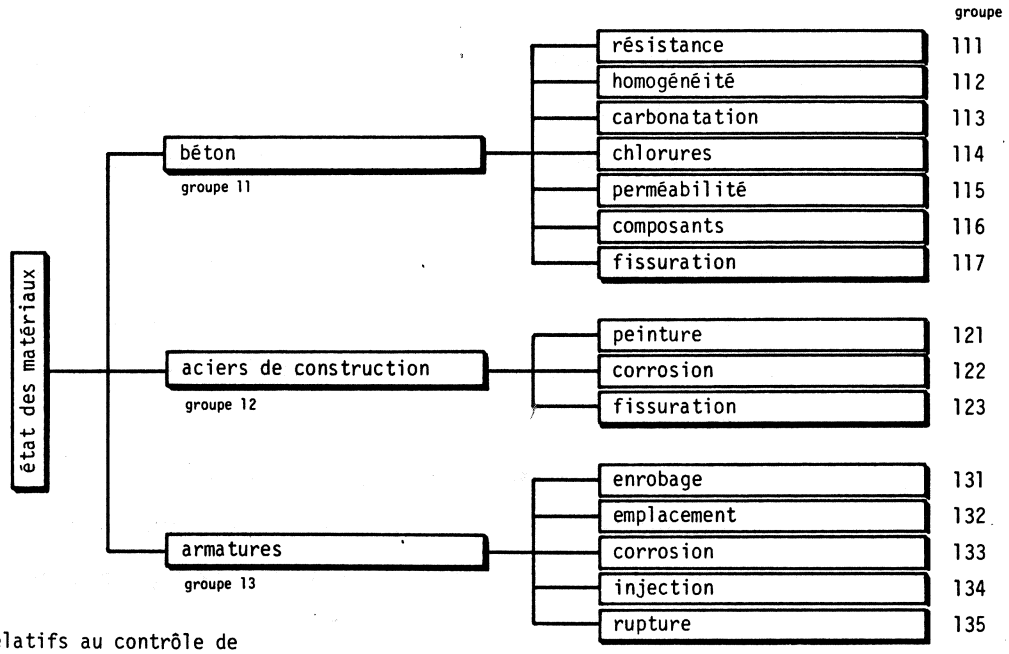


Fig. 3.2
Domaines relatifs au contrôle de l'état des matériaux

3.1.4 Contrôle de l'état de l'ouvrage

Il s'agit de pouvoir juger la qualité de l'ouvrage, pris maintenant dans son ensemble, à un moment précis.

On peut y distinguer cinq aspects relatifs à la structure même:

21. aspect général
22. déformations / déplacements
23. état de fissuration
24. état de corrosion
25. état de contrainte

et deux aspects relatifs à des éléments autres, mais néanmoins fondamentaux:

26. état des équipements
27. état de l'infrastructure.

L'appréciation de l'**aspect général** peut se baser sur trois paramètres:

211. la présence de **cassures** et de **zones désintégrées** est la mise en évidence directe de l'affaiblissement de certaines sections;

212. la **qualité de la surface** : on y recherche des anomalies dans la "peau" de l'ouvrage pouvant être les symptômes ou les générateurs de dégâts marqués dans l'épaisseur de la structure;

213. des traces d'**humidité** sont un cas particulier de l'étude de la qualité de la surface; elles sont cependant souvent le signe d'un développement assez prononcé des désordres en profondeur.

L'étude des **déformations et déplacements** se découpe en trois volets:

221. les **flèches** du tablier, tablier étant pris là non pas au sens restrictif de "dalle de roulement", mais au sens large de "superstructure";

222. les **déformations locales** de la structure;

223. les **déplacements relatifs** d'éléments de la structure, notamment le déplacement du tablier sur ses points d'appui (piles, culées).

L'état de fissuration est à considérer au niveau global de l'ouvrage et particulièrement en ce qui concerne ses conséquences structurales. Il faut dissocier deux aspects:

231. la **localisation des fissures** et la reconstitution de réseau de fissuration, pour pouvoir juger le volet "sécurité";

232. la mesure et l'appréciation de l'**ouverture des fissures**, respectivement de la variation d'ouverture, pour pouvoir juger les volets "durabilité" et "aspect".

Il en va de même pour l'**état de corrosion** pour l'appréciation duquel la démarche se fait en deux temps:

241. la **détection** des zones corrodées, qu'il s'agisse de barres d'armature ou de structure métallique;

242. la détermination de l'**ampleur** : il s'agit de déterminer aussi bien l'ampleur dimensionnelle (surface atteinte) que la gravité de la corrosion (profondeur attaquée).

La détermination de l'**état de contrainte** ne s'applique que rarement à des cas de surveillance. Elle peut cependant s'avérer parfois nécessaire pour l'un ou l'autre des trois domaines qu'il faut considérer:

251. la détermination des **contraintes dans le béton**;
252. la détermination des **contraintes dans les aciers** d'armature ou de construction;
253. la détermination des **forces de précontrainte** effectivement introduites.

Dans l'étude de l'**état des équipements**, on se concentrera sur quatre aspects:

261. l'état, le fonctionnement et les efforts introduits dans les **appareils d'appui**;
262. l'état et le fonctionnement des **joints de chaussée** (joints de dilatation);
263. l'état et le fonctionnement du **système d'évacuation des eaux**, tant en ce qui concerne la récolte que l'évacuation proprement dite;
264. l'état du **revêtement** de la chaussée et de l'**étanchéité** : on touche là un domaine qui, s'il n'a pas d'influence structurale à proprement parler, se répercute de façon marquée sur le reste de la structure, en cas de défaillance.

Il est certain que chacun de ces aspects pourrait être encore subdivisé. L'analyse des matériaux constitutifs, cependant, peut se faire selon la décomposition évoquée plus haut (voir 3.1.3).

Le dernier aspect à prendre en considération est l'évaluation de l'**état de l'infrastructure**. On considère là les fondations, les culées et les piles. On y distingue trois domaines:

271. l'**état des matériaux** : dans la mesure où ils sont accessibles, on étudie les mêmes aspects que pour la superstructure (voir 3.1.3);
272. les **mouvements des fondations** : cela représente un domaine très particulier du contrôle des ouvrages; selon les cas, on peut même les dissocier totalement du processus de contrôle;

273. l'état et le fonctionnement du **système de drainage** : on s'intéresse aussi bien aux caractéristiques chimiques de l'eau qu'au développement d'une action non prévue due à la poussée hydrostatique.

Le contrôle de l'état de l'ouvrage peut donc se subdiviser en 20 domaines d'investigation.

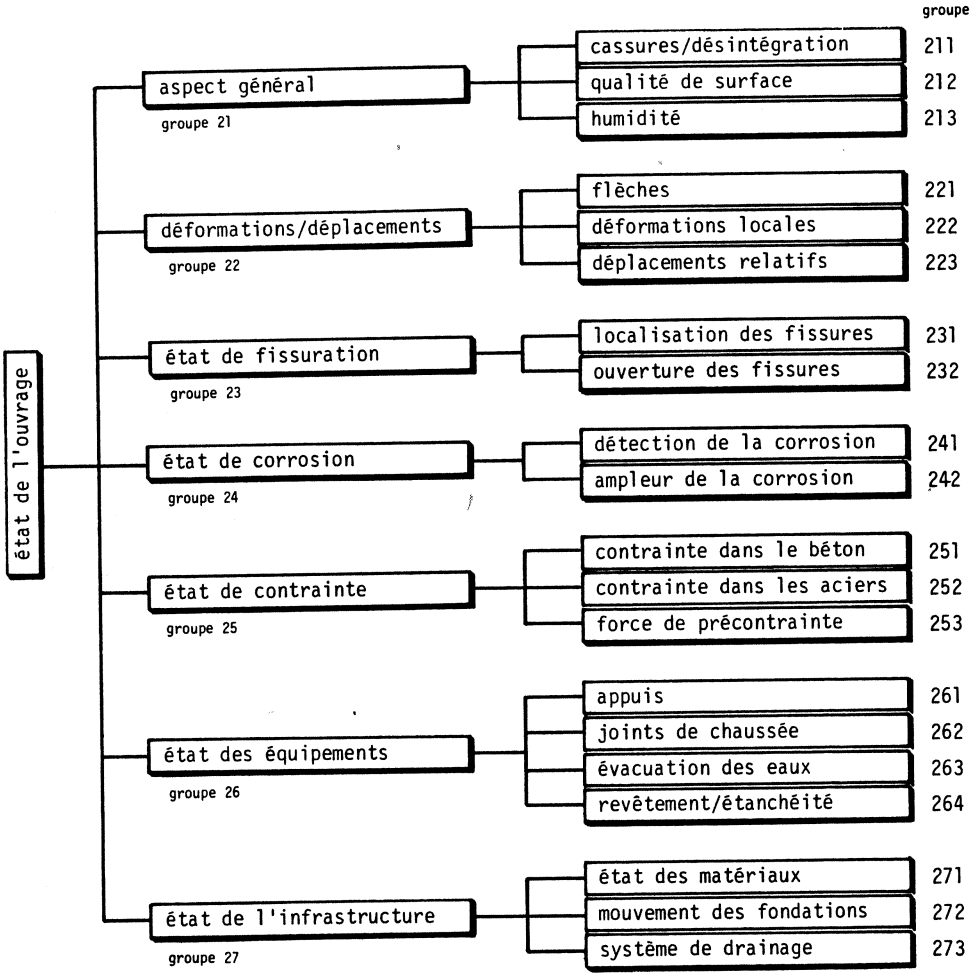


Fig. 3.3
Domaines relatifs au contrôle de l'état de l'ouvrage

3.1.5 Contrôle du comportement de la structure

Le contrôle du comportement de la structure vise deux objectifs:

- contrôler une partie des critères de l'**aptitude au service**,
- détecter une modification de la réponse et mettre ainsi en évidence d'éventuels désordres structuraux qui pourraient altérer la **sécurité**.

On distinguera la réponse de la structure à une **sollicitation permanente** de la réponse à une **sollicitation temporaire**.

Dans le cas des ponts, la sollicitation permanente primordiale est celle représentée par le **poids propre**. La réponse ne sera donc pas instantanée, mais se concrétisera sous la forme d'une évolution. On distinguera deux domaines:

31. l'évolution des déformations,
32. l'évolution des efforts.

La sollicitation temporaire a un caractère variable et aléatoire (trafic, température). C'est toutefois à partir d'une sollicitation bien définie qu'on étudie en général la réponse. Celle-ci peut être envisagée sous deux formes:

33. la réponse statique,
34. la réponse dynamique.

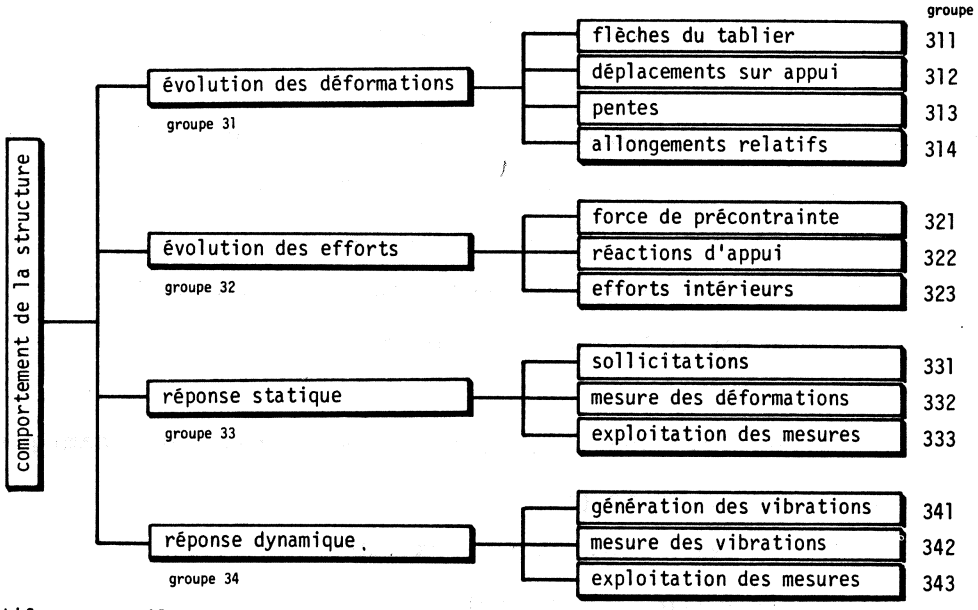


Fig. 3.4
Domaines relatifs au contrôle du comportement de la structure

L'**évolution des déformations** sous l'effet du poids propre peut s'étudier en observant indépendamment ou conjointement les modifications géométriques intervenant dans quatre domaines:

311. les **flèches du tablier** : on parle parfois de suivi topographique, terme cependant peu adéquat;
312. les **déplacements sur appui** : ceux-ci doivent avoir normalement un caractère réversible;
313. les **pentes** du tablier, tant longitudinales que transversales, ou le long des piles;
314. les **allongements relatifs** de certains éléments pour observer l'évolution des déformations locales.

L'**évolution des efforts** au fil du temps est à considérer dans trois domaines:

321. l'évolution des **forces de précontrainte**;
322. l'évolution des **réactions d'appui**;
323. l'évolution des **efforts intérieurs** : on suit, dans des sections déterminées, l'évolution des contraintes dans l'acier, les armatures ou le béton.

L'utilisation de la réponse de la structure à une sollicitation temporaire peut être abordée sous deux angles:

- on considère la réponse en tant que telle et on la compare à des critères empiriques ou aux résultats issus d'un calcul théorique;
- on observe l'évolution de la réponse entre deux mesures faites dans des conditions similaires.

L'étude de la **réponse statique** (dont la forme la plus connue est l'**essai de charge**) comprend trois volets:

331. la définition des **sollicitations**;
332. la **mesure des déformations** et éventuellement des efforts;
333. l'**exploitation des mesures**.

Il en va de même pour l'étude de la **réponse dynamique** pour laquelle on distingue trois phases:

341. la **génération des vibrations**;
342. la **mesure des vibrations**;
343. l'**exploitation des mesures**.

3.1.6 Groupement des domaines d'investigation

En résumé, on peut dire que le contrôle d'un ouvrage d'art tel qu'un pont doit s'effectuer en procédant à des investigations dans tout ou partie des domaines synthétisés dans la figure suivante.

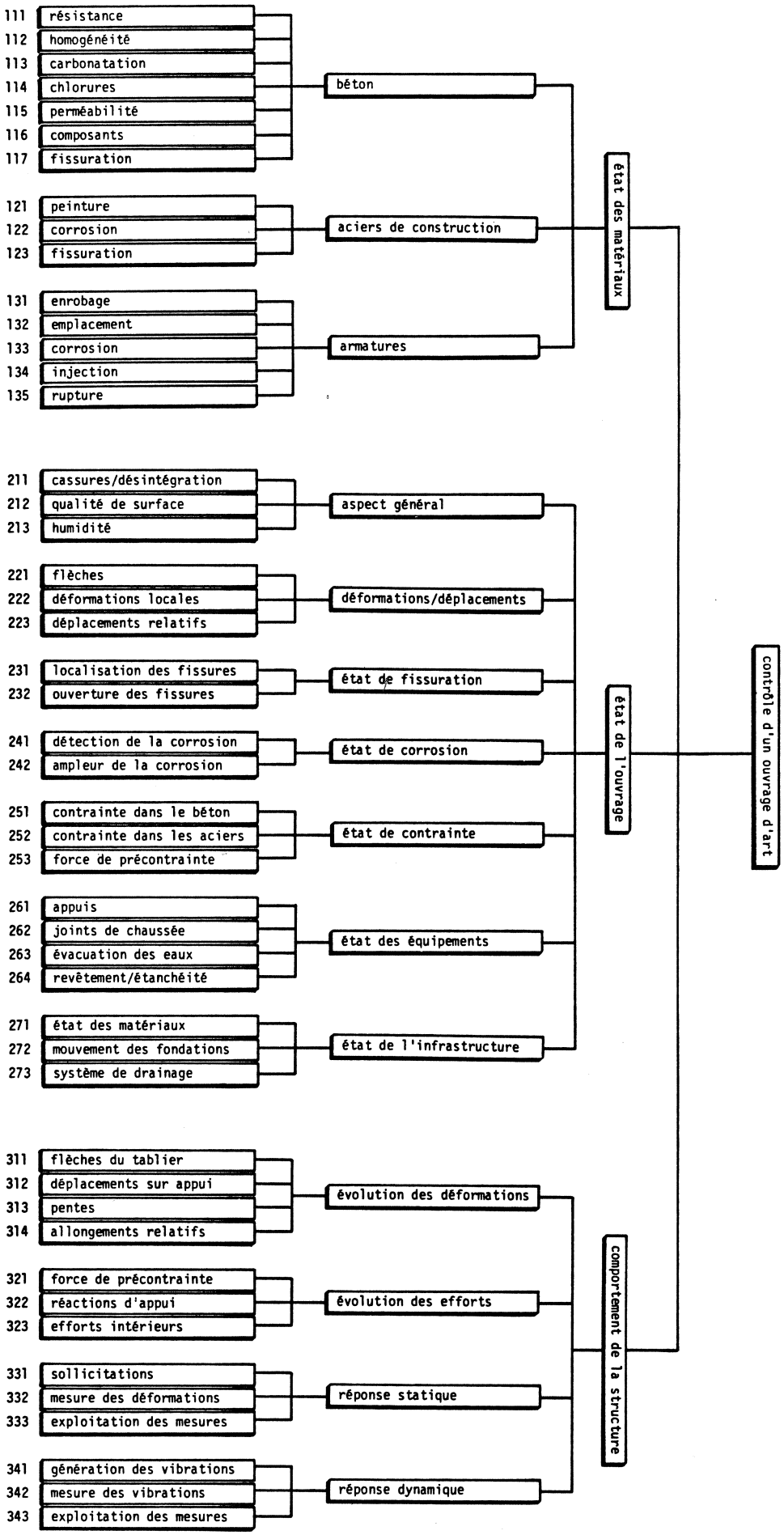


Fig. 3.5

Domaines d'investigation pour le contrôle d'un ouvrage d'art

3.2 INVENTAIRE DES METHODES DE CONTROLE

3.2.1 Systématique et forme de l'inventaire

Une investigation dans les différents domaines évoqués requiert une certaine méthode. Ces méthodes, liées ou non à des techniques instrumentées, ont une complexité extrêmement variable, selon le domaine abordé.

Nous avons donc procédé à un inventaire des différentes méthodes existantes ou en développement. Le résultat obtenu donne un éventail très large de techniques; il n'a cependant pas la prétention d'être exhaustif, notamment en ce qui concerne les techniques très sophistiquées situées à la pointe de la recherche ou ne fournissant que des renseignements très spécifiques.

Le résultat de cet inventaire est résumé dans l'annexe 2 **"Méthodes et techniques de contrôle"**.
Il a été choisi d'y grouper les méthodes non pas selon leurs caractéristiques techniques, mais selon les domaines d'investigation dans lesquels elles peuvent être utilisées.

Deux critères sont à la base de la sélection des méthodes retenues:

- les contrôles doivent pouvoir, pour la majorité d'entre eux, être effectués **in situ**;
- les moyens de contrôle doivent être peu ou **non destructifs**.

L'inventaire réalisé n'est pas un mode d'emploi; il a pour but de donner la **description** et les **conditions d'utilisation** des différentes techniques. L'exécution des mesures, la manière et les critères d'interprétation des résultats n'y sont évoqués que succinctement, pour certaines méthodes particulières seulement.
Pour chacune des méthodes présentées, on s'efforce cependant de faire une brève analyse, en présentant quelques avantages et inconvénients relatifs à son utilisation.

Pour faire une rapide synthèse des différentes méthodes inventoriées, on peut les regrouper différemment, en l'occurence selon leurs caractéristiques techniques. On distingue ainsi six groupes principaux:

- les méthodes visuelles,
- les méthodes mécaniques,
- les méthodes physico-chimiques,
- les méthodes électrophysiques,
- les méthodes dynamométriques,
- les méthodes géométriques.

Les paragraphes suivants s'attachent à présenter brièvement les différentes techniques ainsi regroupées.

3.2.2 Méthodes visuelles

Sous ce terme, on regroupe toutes les techniques liées de près ou de loin à un contrôle de l'aspect de la surface par observation directe ou indirecte.

On mentionnera le **contrôle visuel direct**, qui est le moyen le plus couramment utilisé pour l'inspection d'un ouvrage.
Il présente l'avantage d'être extrêmement rapide, de ne demander qu'un minimum de matériel et de permettre une interprétation très rapide des résultats puisqu'elle repose essentiellement sur les connaissances et le savoir-faire du contrôleur.
Il s'avère toutefois nécessaire d'opérer avec une systématique bien définie, tant pour l'observation que pour le protocole des désordres constatés.

Le contrôle visuel nécessite cependant un moyen d'accès à la structure et, souvent, un système d'éclairage et une possibilité de nettoyage de la surface.

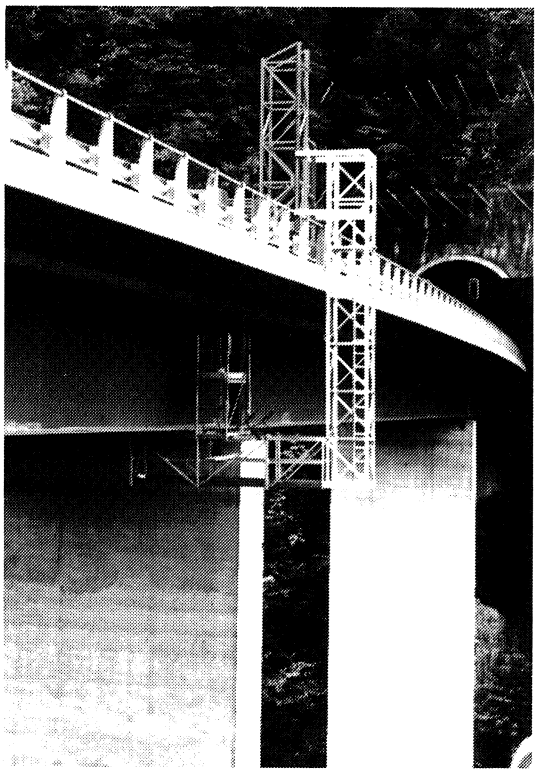


Fig. 3.6
Passerelle mobile de visite pour accès direct à la structure

Dans certains cas, le contrôle visuel peut être facilité par quelques moyens auxiliaires:

- **jumelles**,
- **appareil photographique**,
- **caméra vidéo**, miniaturisée ou non,
- **endoscope** à fibres optiques,...

L'inconvénient majeur du contrôle visuel reste toutefois le fait qu'on ne fait qu'une inspection de la surface et que l'on ne peut, de ce fait, détecter la présence que des dégâts apparents.
Par ailleurs, le jugement de la gravité de ces dégâts est souvent empirique et les critères varient d'un observateur à l'autre. L'information reste donc souvent purement qualitative.

3.2.3 Méthodes mécaniques

On entend par "méthodes mécaniques" les techniques qui impliquent une action directe sur la structure ou sur les matériaux.

La première de ces techniques est le **martèlement** de la surface qui permet, en appréciant auditivement les modifications de la réponse

sonore, de détecter des désordres locaux (fissuration, désagrégation, écaillage,..). La méthode est souvent, et simplement, combinée avec le contrôle visuel. Elle est totalement empirique, mais peut être améliorée en remplaçant l'élément "audition" par un géophone ou un capteur d'accélération dont les mesures peuvent dès lors être quantifiées.

Une technique similaire est celle du **scléromètre**: l'énergie qui est dégagée par le choc appliqué à la surface du matériau (en l'occurence presque exclusivement le béton) est parfaitement définie (ressort, pendule,..); en mesurant l'énergie réfléchie, on peut tenter de déterminer certaines caractéristiques du matériau, notamment le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression.

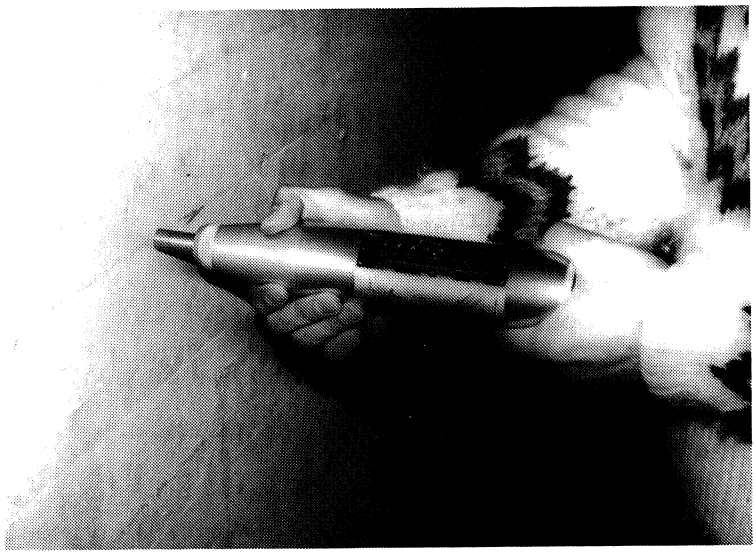


Fig. 3.7
Scléromètre
(type marteau de Schmidt)

De nombreux paramètres perturbent cependant les mesures, et les résultats, théoriquement quantitatifs, sont difficilement utilisables en valeur absolue; il s'avère nettement préférable de travailler en valeur relative sur différents points de la structure et de mettre ainsi en évidence des discontinuités dans l'homogénéité.
On se confine cependant dans des résultats de surface uniquement.

Il est possible d'obtenir des résultats plus en profondeur, notamment dans le domaine de la résistance, avec des méthodes de **pénétration** ou d'**arrachement**. On a cependant affaire à des techniques localement destructives et de ce fait non répétables au même endroit; elles sont donc peu propices à des mesures dans le cadre d'une surveillance régulière.

Le prélèvement d'**éprouvettes** (carottage) présente le grand avantage de pouvoir pénétrer dans l'épaisseur du matériau. On peut ainsi obtenir des résultats complémentaires sur les caractéristiques mécaniques et physico-chimiques de celui-ci.



Fig. 3.8
Prélèvement d'éprouvette

Dans le cas du béton, on ne prélève pas d'éprouvettes d'un diamètre inférieur à 50 mm, ce qui entre rapidement en conflit avec les armatures sous-jacentes.
D'autre part, la technique est destructive (même si la zone peut être reconstituée) et ne se prête que mal à une répétition périodique.

Finalement, et dans certains cas où il s'agit notamment de définir des épaisseurs, des emplacements ou l'ampleur d'un dégât, on procèdera par **saignée**, voire même par **décapage** d'une zone importante.
Les modes d'exécution sont nombreux, mais il s'agit toujours de mettre à jour la couche critique afin d'y faire un contrôle visuel ou des mesures instrumentées.
Il pourra s'agir aussi bien de l'enrobage des armatures que d'une couche de peinture ou d'un revêtement de chaussée.
La technique est évidemment si destructive qu'elle ne peut être utilisée que dans le cadre d'une auscultation liée à une réparation.

3.2.4 Méthodes physico-chimiques

On y regroupe les méthodes faisant appel à une analyse physique ou chimique. Elles s'appliqueront presque exclusivement à l'appréciation

de l'état des matériaux.

On citera ici la technique de mesure de l'**absorption** qui permet d'obtenir une valeur de la perméabilité du matériau (plus spécifiquement du béton).
Bien que simple en apparence (application d'une certaine pression d'eau sur une surface connue et mesure de la quantité de liquide pénétrant en un temps donné), la méthode est sujette à de nombreux paramètres extérieurs, surtout dans le cadre d'une mesure in situ. On la réservera donc pour des observations et des mesures particulières.

L'utilisation d'**indicateurs chimiques** s'avère par contre beaucoup plus aisée pour des mesures in situ.
Sous forme liquide ou de papier révélateur, en un ou deux composants, ils se prêtent bien à une détermination sommaire du pH (solution de phénolphtaléine) ou à la mise en évidence de la présence de sels (solution de nitrate d'argent, pour les chlorures). Les résultats fournis sont cependant grossiers, et donnent une image dont il ne faut garder que l'aspect qualitatif. La mesure se fait sans difficulté, sur une cassure fraîche pour éviter l'effet d'agents atmosphériques extérieurs.

Par contre, dès que l'on souhaite des résultats quantitatifs, on est obligé de passer à une **analyse chimique**. Les prélèvements sont effectués soit sous forme de petites carottes, soit sous forme pulvérulente. L'analyse peut se faire in situ, avec un petit matériel de laboratoire portatif; on a plus souvent recours à des laboratoires spécialisés, bien équipés.
On réserve cependant de telles techniques à la confirmation de phénomènes détectés par des méthodes plus simples; on les cantonne donc dans la phase d'auscultation.

Quant à une **analyse microscopique** de la structure des matériaux, elle est riche en renseignements. Elle doit cependant être réservée à des cas particuliers d'auscultation et, vu sa complexité, elle ne peut en aucun cas être prise en compte pour la surveillance.

3.2.5 Méthodes électrophysiques

Sous ce vocable, on groupe toutes les techniques faisant appel à des mesures électriques, magnétiques ou apparentées.

On citera tout d'abord les différentes formes de **sondes de potentiel**. Il s'agit de mesurer une différence de potentiel ou une résistance électrique entre deux points du matériau ou de la structure.
On peut utiliser un tel principe pour la détection d'emplacements (position de barres d'armature), pour la détermination d'épaisseurs (enrobage de barres, épaisseur de peinture), pour la mise en évidence de discontinuités (fissures dans le métal, rupture de câbles), pour la mesure de phénomènes physico-chimiques (humidité du béton, corrosion des barres d'armature).

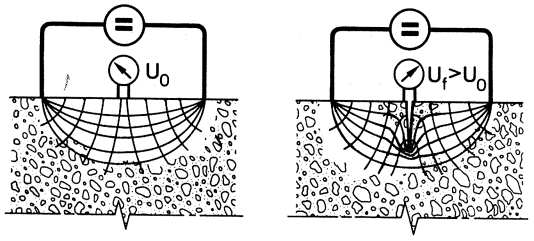


Fig. 3.9
Principe de la détection d'une fissure par mesure de différence de potentiel

L'utilisation de techniques de mesure de potentiel est plus appropriée au matériau "acier" qu'au matériau "béton"; la résistivité de celui-ci est en effet importante (de 10^3 à 10^5 Ω·cm contre 10^{-5} Ω·cm pour l'acier). Il est donc nécessaire de générer un courant beaucoup plus important dans le béton que dans l'acier pour obtenir des résultats similaires.
Le problème majeur est celui de l'étalonnage. Les résultats dépendent énormément des caractéristiques des matériaux. A moins de pouvoir disposer d'un étalon sûr, il est préférable de travailler en valeurs relatives entre différents points de la structure plutôt que de chercher à obtenir des valeurs absolues.
L'utilisation de telles techniques demande cependant une systématique très poussée afin d'assurer une uniformité des conditions de mesure.

La **thermographie** permet d'obtenir, par clichés photographiques directs ou reconstitués (scanner) ou par vidéo, une image des variations de température à la surface du champ de travail considéré. On travaille dans la bande infra-rouge du spectre de lumière, à

l'aide de filtres montés sur l'appareil de prise de vues. Les modifications sont rendues par des variations de teinte.

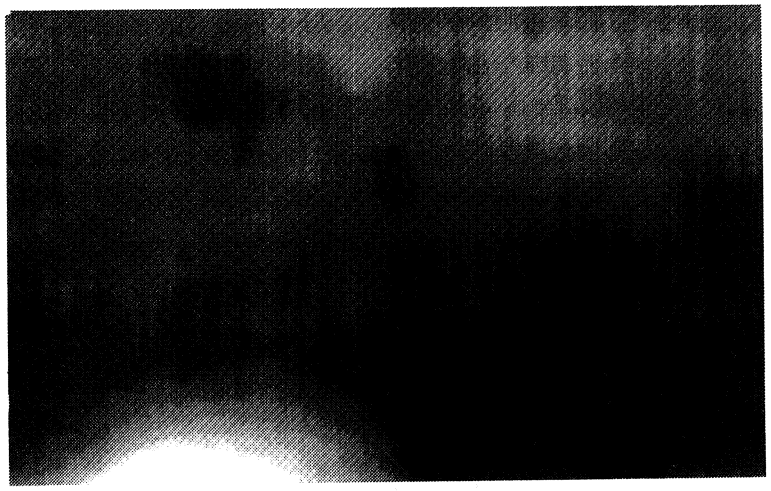


Fig. 3.10
Cliché thermographique d'une surface de béton

Une telle technique peut s'appliquer dans deux domaines:

a/ détection de zones humides : le béton humide ayant une chaleur spécifique différente de celle du béton sec, l'évolution de la température (consécutive par exemple à l'ensoleillement) se fait de manière différée;

b/ détection des armatures : celles-ci sont chauffées artificiellement par l'induction due à un champ magnétique; on en repère le tracé en surface.

Les résultats sont de bonne qualité, à condition que le matériel utilisé ait un seuil de définition très bas.

Les techniques relevant de l'**induction magnétique** s'appliquent essentiellement aux armatures et, dans certains cas, aux pièces de charpente métallique.

Un champ magnétique est créé par un aimant permanent ou par un enroulement. On utilise la barre ou la pièce métallique comme noyau et on mesure le courant induit sur un enroulement secondaire.

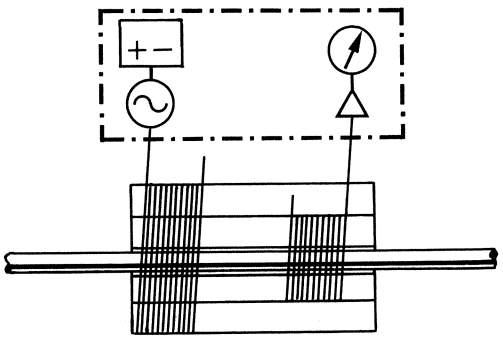


Fig. 3.11
Bobine électromagnétique pour le contrôle de câbles

Le système le plus couramment utilisé est celui permettant la détection des barres d'armature. La présence d'une barre permet de fermer plus ou moins fortement le circuit magnétique résonnant. Le courant induit dépendra de plusieurs paramètres: épaisseur de la couche non ferreuse (enrobage de béton), grosseur du noyau (diamètre de la barre), parallélisme des deux noyaux (coïncidence du détecteur et de la barre). En connaissant la valeur de certains paramètres, il est possible de déterminer la valeur des autres.

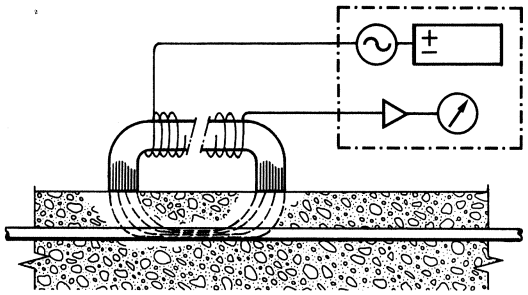


Fig. 3.12
Système magnétique pour la détection des barres d'armature

De tels systèmes sont non destructifs et relativement simples d'emploi. Cependant, comme pour beaucoup d'autres techniques, il est plus aisé d'obtenir des résultats qualitatifs que quantitatifs; ceux-ci sont souvent sujets à des variations inhérentes à l'utilisation in situ.

Le principe des méthodes de contrôle par ultra-sons consiste à générer, à la surface du matériau, une onde mécanique, et d'analyser les échos qui se développent, les temps de parcours et les dissipations d'énergie.

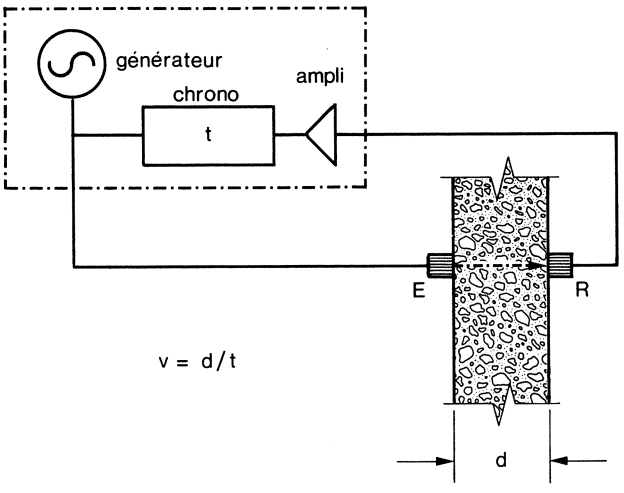


Fig. 3.13
Principe de la mesure par ultra-sons

La mesure peut se faire de manière directe (transparence), indirecte (échographie) ou en surface. Elle permet essentiellement de mettre en évidence les hétérogénéités: cavités, fissures, manque de compacité.
Il est également préférable de travailler en valeurs relatives entre les diverses parties de l'ouvrage plutôt que de vouloir obtenir des valeurs absolues.
Les difficultés principales résident dans l'introduction de l'onde (contact entre l'émetteur et la surface) et dans la puissance d'émission (l'énergie transmise doit être importante dans le béton qui dissipe énormément).

Le principe est similaire pour les techniques apparentées au **radar**. L'onde émise n'est cependant plus mécanique mais électromagnétique. On travaille exclusivement sur la mesure des échos et, surtout sur l'intensité réfléchie.
Le matériel nécessaire est sophistiqué et l'interprétation des résultats est délicate.
Une telle technique s'avère intéressante, dans l'état actuel du développement, pour la mise en évidence de variations de compacité (y compris présence d'humidité) et de cavités.

En passant à un niveau supérieur d'énergie, on atteint le domaine de la **radiographie**. L'énergie peut être générée par des rayons X, par le rayonnement Gamma d'une source radioactive ("gammagraphie") ou par un accélérateur de particules. Les mesures se font en transparence, sur une plaque photographique (graphie) ou sur un écran couplé à un système vidéo (scopie).

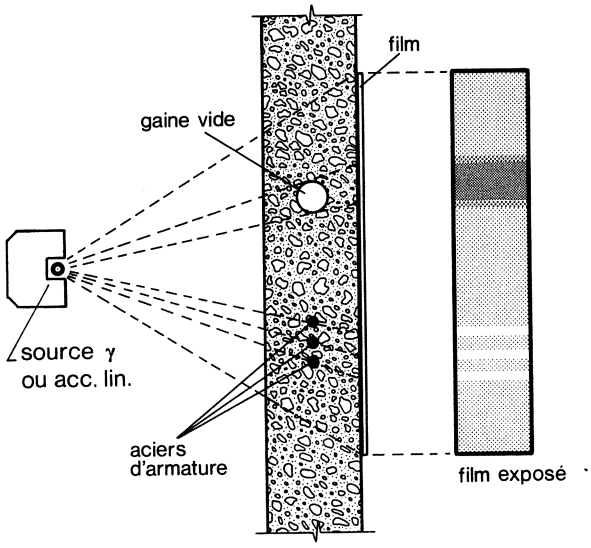


Fig. 3.14
Principe de la gammagraphie

Si les rayons X peuvent suffire pour les pièces métalliques (faible épaisseur et haute compacité), on doit avoir recours à de hautes énergies pour le béton (source radioactive ou accélérateur de particules). Selon les conditions locales, on doit jouer sur l'énergie développée et le temps d'exposition. La technique actuelle limite l'épaisseur d'investigation à 80 - 100 cm.
On utilise une telle technique essentiellement pour détecter les cavités dans le béton (spécialement les défauts d'injection), l'état des câbles de précontrainte et l'emplacement des barres d'armature, ainsi que les défauts des soudures des pièces métalliques.

L'utilisation de très hautes énergies et, a fortiori, de sources radioactives nécessite un matériel sophistiqué et du personnel hautement spécialisé. L'interprétation est délicate. Malgré l'excellente qualité des résultats, l'emploi in situ d'une telle technique doit être réservé à des cas exceptionnels.

3.2.6 Méthodes dynamométriques

On entend par "méthodes dynamométriques" les techniques faisant appel à la mesure ou à l'application d'une force sur la structure.

Il est souvent difficile de mesurer un effort, une contrainte dans la structure elle-même. On a donc recours à l'extrapolation de mesures de déformations relatives.
On peut procéder à ces mesures avec différents systèmes d'**extensométrie mécanique**. Il s'agit de mesurer les variations de longueur d'une base fixée à même la structure. Les différents systèmes existants sont basés sur des appareils de mesure de précision (comparateur mécanique, capteur inductif de déplacement, micromètre,..)

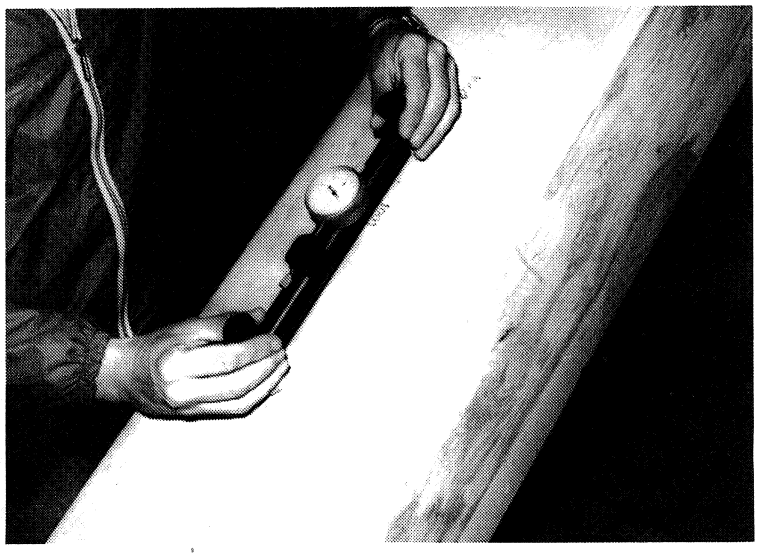


Fig. 3.15
Extensomètre mécanique

De tels systèmes, référencés à des bases relativement courtes (200 à 250 mm), donnent de bons résultats et sont aisés à utiliser in situ. L'extrapolation à des valeurs d'efforts est par contre plus délicate (imprécision sur la connaissance du module d'élasticité).

Dans certains cas, et plus particulièrement pour les structures métalliques, il est possible d'utiliser des **jauges électriques d'extensométrie**, à film mince. Elles sont collées sur la surface du matériau et leur allongement, égal à celui du support, modifie leur résistance électrique. Les résultats sont de très bonne qualité, mais la mise en oeuvre doit être particulièrement soignée. Si une telle technique est utilisable pour des mesures à court terme, elle ne peut pas être envisagée de manière fiable pour des mesures in situ à long terme, trop de facteurs (humidité, dégradation mécanique,..) pouvant altérer définitivement le point de mesure.

L'utilisation de **dynamomètres** (capteurs de force) s'avère intéressante pour la mesure d'efforts ponctuels (appuis, ancrage de précontrainte).

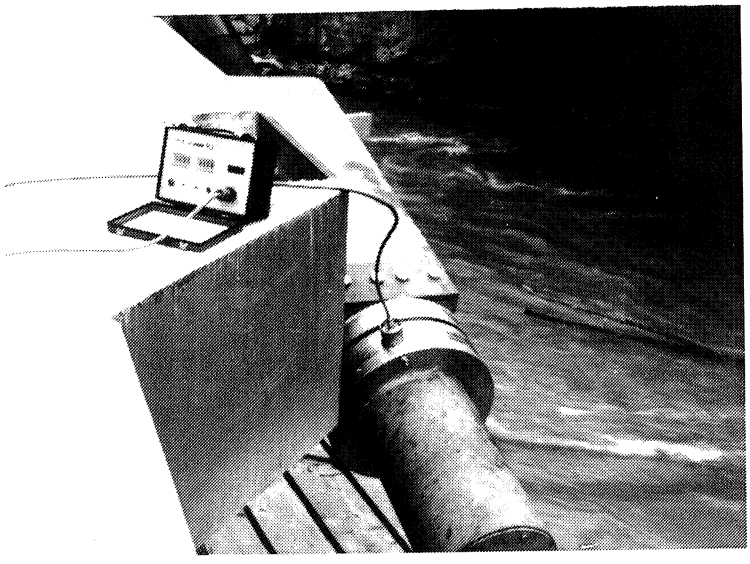


Fig. 3.16
Dynamomètre placé à l'ancrage d'un hauban

cliché Proceq

Les appareils, de différentes conceptions (cellule de pression, boîte de compression,..), peuvent être intégrés dans la construction et être lus à tout moment. Les résultats, en tant que tels, sont de bonne qualité, même à long terme. L'épuration des phénomènes parasitaires, notamment d'origine thermique, et l'interprétation des résultats sont cependant complexes.

On peut, finalement, **imposer** à la structure une déformation ou une charge, et on étudie sa réponse dans l'autre domaine. On citera, à titre d'exemples, le soulèvement d'appui comme moyen de pesée, ou l'essai de charge comme moyen d'observation des déformations.

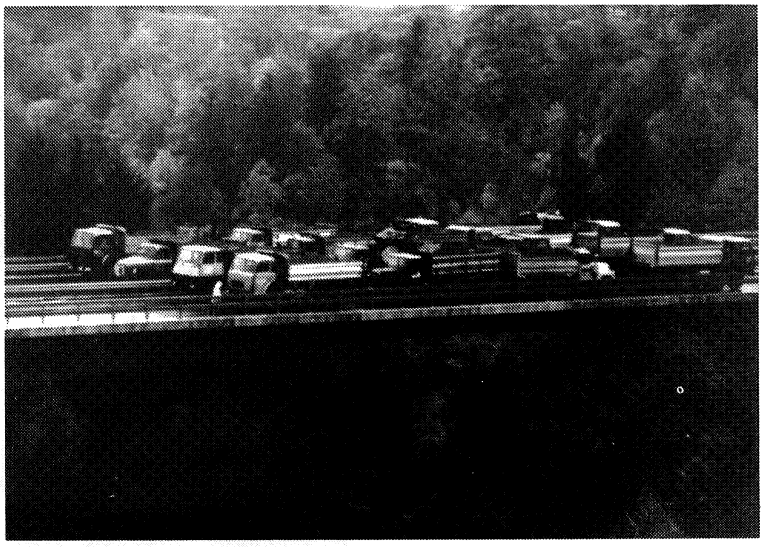


Fig. 3.17
Exemple de charge d'essai sur un pont (16 camions de 250 kN)

En imposant soit un déplacement, soit une charge additionnelle, il faut prendre bien garde de ne pas créer inutilement des désordres structuraux.
De telles mesures sont d'autant plus difficiles à interpréter que le système a un degré d'hyperstaticité élevé.

3.2.7 Méthodes géométriques

On regroupe sous ce terme toutes les techniques qui font appel à la saisie de déplacements de la structure.

De simples **mesures géométriques**, utilisant soit des systèmes de règles graduées, soit des appareils de mesure plus précis, permettent de déterminer les déplacements relatifs de divers points de la structure.

Le dispositif de mesure est généralement simple à mettre en place et les lectures faciles à exécuter, même par du personnel non spécialisé.



Fig. 3.18
Mesure de déformations d'une section

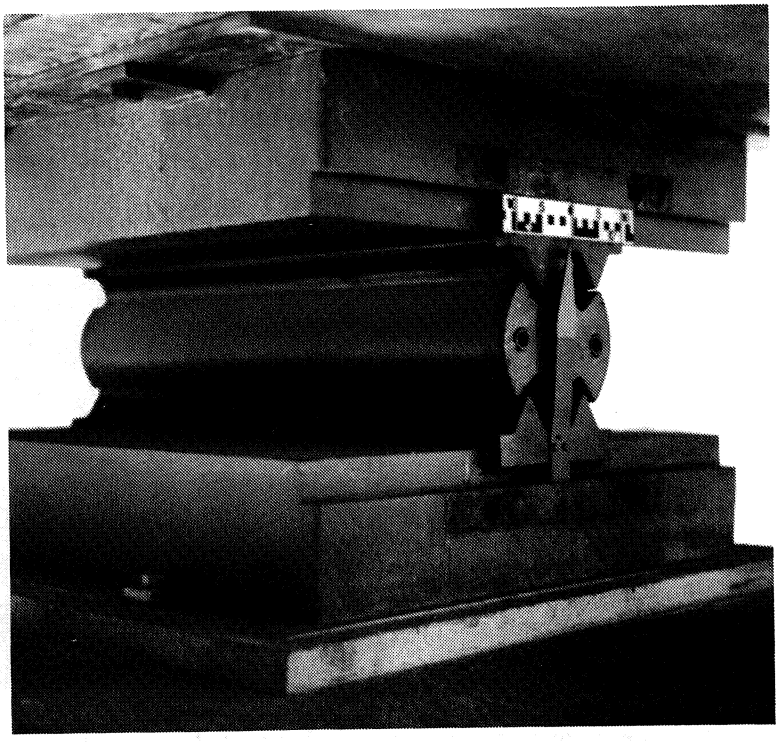


Fig. 3.19
Mesure de déplacement du tablier sur appui

L'interprétation des résultats peut cependant s'avérer complexe dès qu'il y a apparition de phénomènes d'origine thermique. L'épuration de ceux-ci n'est que rarement réalisable, et les résultats ne sont comparables entre eux que si les mesures ont été réalisées dans des conditions similaires.

Le nivellement d'un tablier est un cas particulier des mesures géométriques. Il donne la déformation verticale de la structure (flèche). La facilité de son exécution varie énormément d'un ouvrage à l'autre. La réalisation du nivellement sur la dalle de roulement pose souvent le problème de la stabilité à long terme des points de repère (présence du revêtement); une réalisation dans le caisson présente de nombreux avantages, notamment l'absence de gêne due au trafic, mais n'est pas toujours possible.
On procède soit par nivellement géométrique ou trigonométrique, avec des moyens optiques, soit par nivellement hydrostatique.



Fig. 3.20
Nivellement optique du tablier

Si l'exécution des mesures ne pose pas de problème particulier en comparaison avec d'autres techniques, le dépouillement et l'interprétation des résultats sont très complexes, notamment dans la détermination des limites admissibles (critères).

On mentionnera finalement la possibilité d'effectuer des **mesures vibratoires** tant pour l'ensemble de l'ouvrage que pour certaines parties uniquement. En imposant à la structure des vibrations bien définies ou aléatoires, et en étudiant la réponse dynamique (amplitude, fréquence, amortissement) dans les domaines des déplacements, vitesses et accélérations, il est possible de mettre en évidence certaines caractéristiques de la structure, ou les modifications de ces caractéristiques (conditions d'appui, efforts internes, modification de section par le présence de cavités ou par fissuration,..).
Les mesures sont simples à exécuter, mais demandent du matériel relativement sophistiqué.

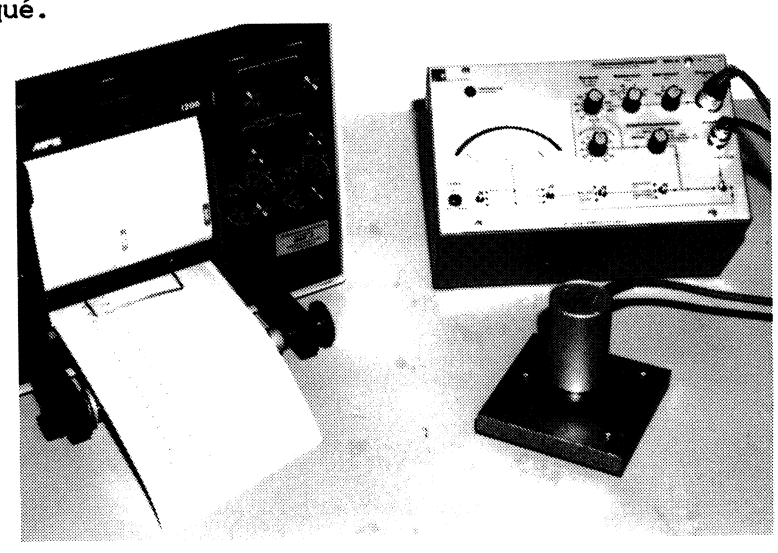


Fig. 3.21
Appareillage de mesure des vibrations

L'interprétation des résultats est, par contre, très complexe et est actuellement à peine sortie du stade théorique.

3.2.8 Domaines d'application

En considérant ces différentes méthodes, en s'appuyant sur la description plus détaillée qui en est faite dans le fascicule "Méthodes et techniques de contrôle" et en reprenant les différents domaines d'investigation inventoriés précédemment (voir 3.1), on peut définir le champ d'application de chaque groupe de techniques. Ces domaines d'application sont synthétisés dans la figure suivante.

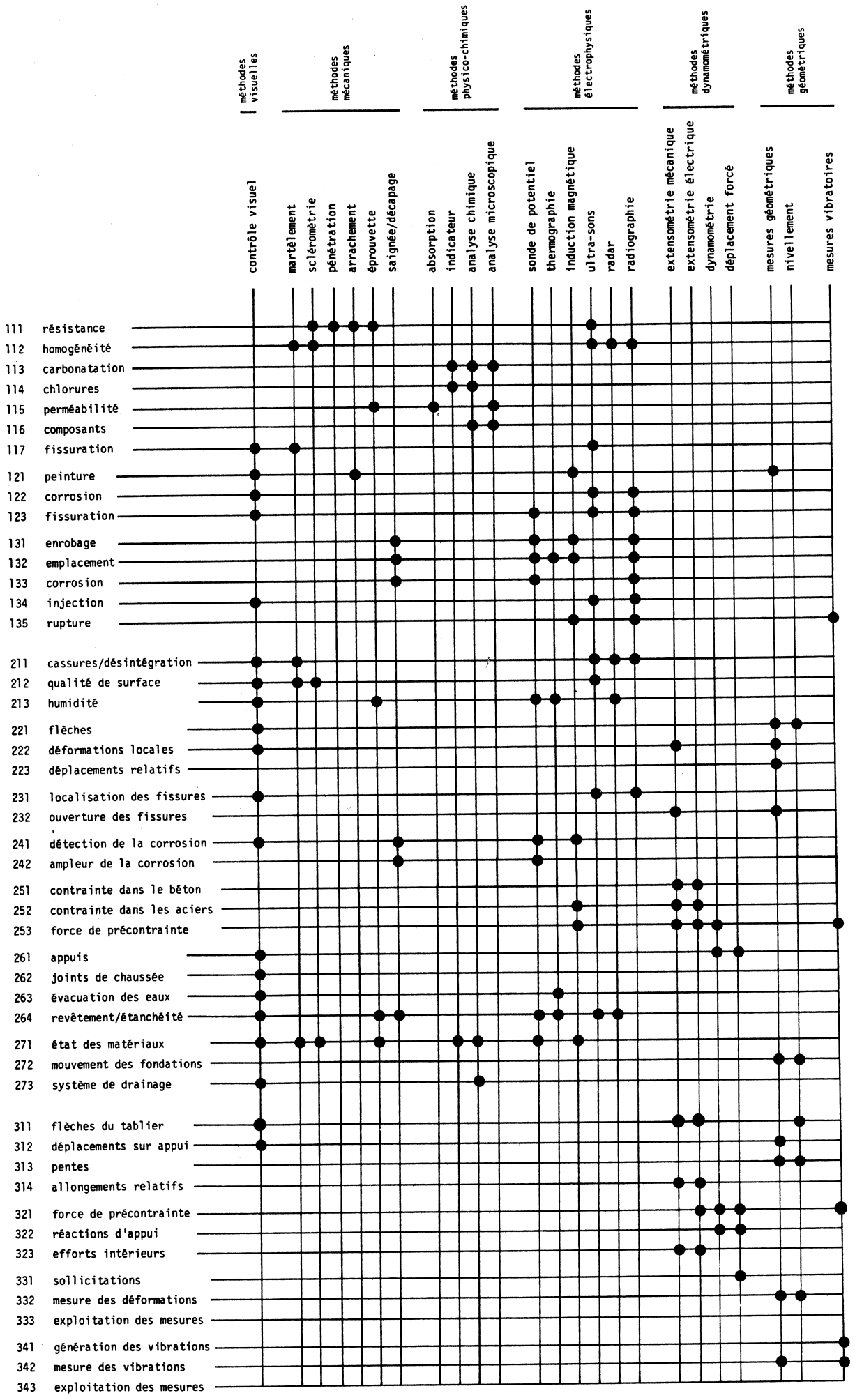


Fig. 3.22

Domaines d'application des méthodes de contrôle

3.3 TRI DES METHODES DE CONTROLE

3.3.1 Critères de sélection

L'inventaire détaillé des méthodes et techniques de contrôle fait, pour chacune d'entre elles, une analyse succincte des avantages et inconvénients. On pourrait donc établir une certaine sélection; elle serait cependant partiellement arbitraire, et lacunaire.

On se propose de fixer un certain nombre de critères, au crible desquels on passera l'ensemble des méthodes inventoriées.
Ils sont au nombre de dix:

1. **nombre de domaines touchés** : la technique de contrôle concernée est avantageuse si elle peut s'appliquer à plusieurs domaines d'investigation simultanément. Il est évident que certaines méthodes ne s'appliquent qu'à un seul domaine et que certains domaines ne peuvent être décrits que par une seule méthode. On donne cependant un poids égal à tous les domaines d'investigation et on totalise le nombre d'entre eux auxquels la méthode considérée s'applique.

2. **aspect destructif** : étant donné que l'on veut mettre en place une systématique de surveillance à long terme, il est important de définir l'impact qu'aura sur les matériaux ou la structure l'utilisation de chacune des méthodes. On donne un poids maximal aux techniques non destructives, car elles permettent, d'une part, une répétition systématique des mesures aux mêmes endroits et elles évitent, d'autre part, d'intervenir inutilement sur les conditions de durabilité de l'ouvrage.

3. **conditions de réalisation** : les contrôles doivent pouvoir être effectués in situ. C'est d'ailleurs un des paramètres qui est intervenu dans l'établissement de l'inventaire des méthodes. Il reste cependant un certain nombre de techniques qui nécessitent une intervention partielle en laboratoire; cela peut compliquer la procédure d'inspection.

4. **interprétation des résultats** : elle doit être aussi aisée que possible; les critères de jugement doivent être bien définis et applicables à l'ensemble des ouvrages considérés. On attachera une importance particulière à la possibilité de porter un jugement rapide afin de, le cas échéant, entreprendre tout de suite des investigations complémentaires. Certaines méthodes nécessitent cependant une interprétation relativement complexe, mais qui peut s'avérer nécessaire pour le suivi d'une évolution, par exemple.

5. **quantité de matériel** : afin que les contrôles puissent être effectués de manière simple et rapide, il est nécessaire que les méthodes appliquées n'exigent qu'une quantité limitée de matériel auxiliaire, notamment afin de limiter les problèmes de manutention par le contrôleur. Le matériel plus important nécessité par certaines méthodes doit pouvoir être très mobile ou alors être fixé à demeure sur l'ouvrage.

6. **genre de matériel** : il s'agit de définir si le matériel auxiliaire utilisé est du matériel courant (relativement au domaine particulier qu'est le contrôle d'un ouvrage d'art) ou s'il faut faire appel à des technologies sophistiquées. L'emploi de matériels spéciaux a notamment des répercussions sur le niveau de qualification du personnel et sur les coûts d'investissment, voire d'utilisation.

7. **source d'énergie** : l'amenée in situ d'une source d'énergie (électricité, eau) peut s'avérer rapidement compliquée, notamment si l'on a besoin de puissances ou de débits élevés. Si l'accès à l'extérieur est toujours envisageable, l'introduction dans un caisson est souvent problématique (longueur des lignes d'amenée).

8. **personnel** : sans entrer dans trop de détails, on s'intéresse à savoir si l'emploi des diverses méthodes inventoriées peut se faire avec du personnel ayant une formation générale - cependant appropriée au travail de contrôle - ou s'il faut avoir recours à du personnel spécialisé. Cette distinction est à faire tant pour l'exécution des contrôles que pour le gros de l'interprétation.

9. **rapidité d'exécution** : si l'on veut que le système de contrôle soit semblable sur la majorité des ouvrages et qu'il se répète périodiquement, il faut que les méthodes de contrôle choisies soient d'une exécution simple et surtout rapide. On avantagera donc les techniques rapides de mesure; cette préférence ne doit cependant pas se faire au détriment de méthodes plus lentes, mais plus performantes.

10. **coût d'utilisation** : c'est un élément très important pour la mise sur pied d'une politique de surveillance. Il faudrait distinguer les investissements (acquisition du matériel et mise en place du dispositif) et les frais d'utilisation. Comme critère de sélection, on ne considère que les coûts d'utilisation, ceux d'investissement se répartissant sur un nombre très variable d'ouvrages. Comme déjà mentionné, il n'est pas possible de donner une gradation chiffrée; on procèdera donc à l'aide de subdivisions empiriques.

3.3.2 Classement des méthodes

On considère les différentes méthodes de contrôle selon le regroupement systématique proposé plus haut (voir 3.2).
Les critères énumérés ci-dessus ont, certes, une valeur empirique, mais permettent de bien cerner les techniques pouvant rationnellement entrer en ligne de compte pour un système de surveillance.

L'analyse de chacune des méthodes est synthétisés sous forme graphique dans la figure suivante.

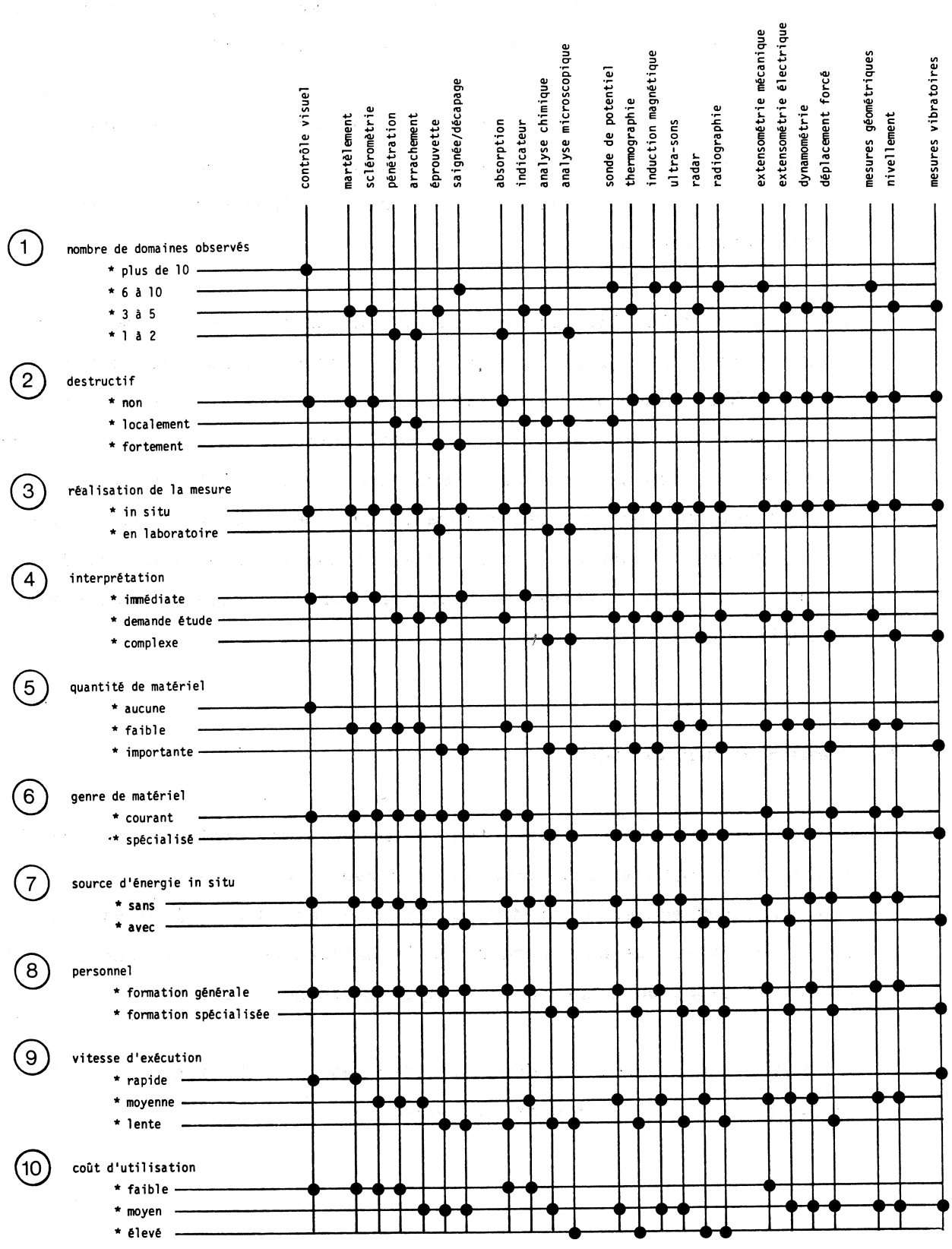


Fig. 3.23
Système de tri des méthodes de contrôle

On peut ainsi établir un "classement" des méthodes qui semblent s'avérer les plus intéressantes pour une phase de surveillance:

1.	contrôle visuel	100/100
2.	martèlement	82
3.	scléromètre	76
4.	extensomètrie mécanique	76
5.	mesures géométriques	71
6.	indicateurs chimiques	65
7.	induction magnétique	65
8.	sonde de potentiel	60
9.	nivellement	60
10.	dynamomètre	60
11.	pénétration	58
12.	absorption	58
13.	ultra-sons	53
14.	arrachement	53
15.	saignée / décapage	47
16.	jauges d'extensométrie	47
17.	mesures vibratoires	41
18.	déplacement forcé	41
19.	radiographie	35
20.	éprouvette	29
21.	radar	29
22.	thermographie	29
23.	analyse chimique	24
24.	analyse microscopique	6

On propose de retenir les méthodes de contrôle qui, selon les critères de sélection posés, donnent un taux de satisfaction supérieur à 60/100.

Cette limite, certes arbitraire, met en évidence près de la moitié des méthodes proposées.

On recouvre ainsi d'ailleurs la totalité des différents domaines d'investigation , à l'exception de deux (115 - perméabilité; 116 - composants du béton) qui peuvent être négligés en phase de surveillance.

D'autre part, 23 domaines d'investigation (soit 52 %) sont couverts par 2 ou plusieurs des méthodes de contrôle retenues par cette sélection.

3.3.3 Méthodes pouvant être retenues

On peut donc retenir comme techniques de contrôle pour la surveillance d'un ouvrage les méthodes suivantes :

- **contrôle visuel** : il regroupe le maximum d'avantages et recouvre beaucoup de domaines; on doit cependant définir le mode d'exécution, l'ampleur du contrôle et les critères d'interprétation;

- **martèlement** : comme moyen très simple, il s'impose facilement comme auxiliaire du contrôle visuel; on ne peut que difficilement définir une systématique d'interprétation; celle-ci est basée sur l'expérience du contrôleur;

- **scléromètre** : c'est la variante quantifiable du martèlement; les résultats ne doivent pas être utilisés en valeur absolue, mais de manière relative entre différents points de la surface, pour y détecter les zones présentant des désordres;

- **extensométrie mécanique** : c'est là également un système peu encombrant, d'emploi aisé et simple et dont les résultats sont facilement analysables; on peut l'engager dans deux domaines:
  - déformations relatives (et extrapolation aux variations de contraintes),
  - variations d'ouvertures de fissures;

- **mesures géométriques** : il faut les envisager sous deux aspects:
  - déformations des sections (contrôle des caractéristiques géométriques),
  - déplacements, notamment de l'ensemble du tablier sur ses appuis;

  les moyens de mesure peuvent occuper toute une gamme de difficultés, mais il est généralement possible d'atteindre des résultats satisfaisants avec des moyens simples (règle graduée) et du personnel non spécialisé; l'interprétation peut s'avérer complexe, en présence de phénomènes thermiques;

- **indicateurs** : comme le nom l'indique, on obtient des valeurs plus qualitatives que quantitatives; utilisés généralement sous forme liquide, ils permettent de déceler:
  - la carbonatation,
  - la présence de chlorures;

  l'utilisation est simple; l'interprétation est en principe aisée;

- **induction magnétique** : on l'utilise dans trois domaines, et autant de formes différentes de l'appareillage:
  - détection des armatures et mesure de l'enrobage,
  - mise en évidence de fissures du métal (magnétoscopie),
  - contrôle des câbles (bobines électro-magnétiques);

  l'appareillage est relativement simple, mais sa calibration peut être délicate; l'interprétation est souvent plus qualitative que quantitative;

- **sondes de potentiel** : on les utilise sous trois formes:
  - mesures relatives à une référence absolue, pour détecter la corrosion des barres d'armature,
  - mesure des perturbations d'un champ électrique pour détecter, par exemple, la fissuration ou d'autres discontinuités,
  - mesure de la résistivité du matériau pour détecter, par exemple, le taux d'humidité;

  le matériel est relativement sophistiqué et pose surtout de gros problèmes de calibration; l'interprétation qualitative peut être assez simple;

- **nivellement** : la méthode est simple, mais la facilité de son exécution dépend du système de mesure choisi; le personnel n'a pas besoin d'être spécialisé; l'interprétation peut s'avérer complexe dans certains cas; les résultats sont plus des symptômes de désordres que la mise en évidence de dégâts bien spécifiques;

- **dynamomètre** : des cellules de mesure intégrées dans la structure donnent ponctuellement des résultats faciles à obtenir; la mesure électrique est simple; l'appareillage, représentant un investissement assez important, et étant généralement non transportable d'un ouvrage à l'autre, doit être pensé dès la construction de la structure; l'interprétation est parfois complexe.

3.3.4 Méthodes provisoirement écartées

Plusieurs méthodes doivent, à ce stade de l'évaluation, être laissées de côté.
La raison principale en est le manque d'adéquation avec les objectifs fixés pour la surveillance, et plus particulièrement la recherche de méthodes simples et donnant une image globale.

Les raisons particulières sont multiples et souvent concomitantes. On citera ici celles qui nous semblent déterminantes.

Il y a tout d'abord les méthodes qui sont partiellement ou fortement destructives, localement ou sur une vaste zone. Elles empêchent une répétition systématique au même endroit et perturbent ainsi l'interprétation de l'évolution au fil des contrôles. Elles altèrent d'autre part les conditions de durabilité.
Ces méthodes sont celles regroupées sous les termes de:

- pénétration,
- arrachement,
- saignée / décapage,
- éprouvette.

Leur utilisation est parfois nécessaire, mais plutôt dans une phase d'auscultation.

Il y a ensuite les méthodes pour lesquelles la complexité de mise en oeuvre est disproportionnée avec la quantité de résultats obtenus. On n'obtient que des mesures très localisées qu'il est difficile d'extrapoler à l'ensemble de l'ouvrage; une répétition en de nombreux endroits n'est que difficilement envisageable.
Il s'agit de:

- absorption,
- jauges d'extensométrie.

Certaines méthodes donnent des résultats précis et utiles, mais nécessitent une intervention en laboratoire, ce qui alourdit la systématique de travail, diffère l'interprétation des résultats et nécessite un équipement adéquat.
C'est le cas de:

- analyse chimique,
- analyse microscopique.

La nécessité de résultats précis justifie cependant parfois leur utilisation.

D'autres méthodes présentent l'avantage d'une exécution simple et riche en renseignements.
Dans l'état actuel de leur développement, les critères de jugement des résultats obtenus sont cependant trop vagues et il est difficile de tirer facilement et de manière générale des conclusions utilisables. C'est le cas notamment des mesures vibratoires. Dans certains cas cependant, pour lesquels on maîtrise bien la connaissance des caractéristiques particulières de la structure, il est possible d'obtenir de bons résultats.

Plusieurs méthodes, finalement, doivent être provisoirement écartées à cause de la sophistication du matériel qu'elles exigent. Cela se répercute sur des coûts d'investissment et d'utilisation importants, sur une grande spécialisation du personnel, sur une relative complexité d'interprétation des résultats.

Ce sont:

- ultra-sons,
- thermographie,
- radar,
- radiographie.

Cependant, la bonne qualité des résultats qu'elles donnent fait que l'emploi de ces techniques peut se justifier dans certains contrôles approfondis, voire même, moyennant une rationalisation et une systématique adaptées à la série d'ouvrages à contrôler, une utilisation pour des contrôles périodiques.

3.3.5 Approfondissement de l'analyse

L'analyse, telle qu'elle a été menée jusque là, a porté sur l'ensemble des méthodes inventoriées. On s'est contenté d'une description succincte de leurs conditions d'utilisation.
Cela a conduit à un tri où les critères de sélection ont nécessairement dû se limiter à des considérations globales.

On se propose donc d'approfondir quelques aspects, vus tant sous l'angle des techniques que sous celui des domaines d'investigation, afin de mieux évaluer certaines méthodes retenues et, éventuellement, retenir certaines méthodes provisoirement écartées.

Cet approfondissement porte sur:

- les procédés d'exécution du contrôle spécifique,
- les essais réalisés in situ,
- les modes d'interprétation possibles et les critères de jugement qui peuvent en découler.

L'analyse est plus ou moins poussée, selon les domaines, et en fonction des lacunes qui restent à combler.

On traitera:

- le contrôle visuel de la surface,
- le contrôle des équipements,
- le suivi de la fissuration,
- la détection de la corrosion des armatures,
- le contrôle de l'efficacité de l'étanchéité,
- le suivi des flèches.

Chapitre 4

ANALYSE DETAILLEE DES METHODES RETENUES

4.1 CONTROLE VISUEL DE LA SURFACE

4.1.1 Procédés d'exécution

Deux possibilités s'offrent pour l'exécution du contrôle visuel d'un pont :

1. inspecter tout l'ouvrage à la recherche d'un dégât précis, puis recommencer pour d'autres types de dégâts;
2. inspecter une seule fois l'ouvrage, en recherchant simultanément tous les dégâts apparents.

Cette dernière semble évidemment la plus logique; elle demande cependant une attention soutenue de la part du contrôleur et une rigueur certaine dans la tenue du protocole.
Ce rythme de progression est indispensable, pour d'évidentes raisons de temps, lorsque l'ouvrage est de grandes dimensions et que l'on a besoin de moyens d'accès particuliers et relativement lents à déplacer (passerelles mobiles de visite,...).

L'oeil du contrôleur a cependant besoin d'un certain temps d'adaptation pour repérer tel ou tel type de dégât. Si les conditions matérielles le permettent, il sera donc parfois plus efficace et plus rentable d'adopter la première forme d'exécution évoquée. Ce sera le cas notamment pour les petits ouvrages.

Quel que soit le rythme choisi de progression le long de la structure, trois conditions doivent être remplies pour permettre ultérieurement une interprétation fructueuse des résultats :

a/ une nomenclature précise des dégâts,
b/ un repérage suffisant des désordres constatés,
c/ un protocole sans équivoque sur la nature et l'ampleur des dégâts.

a/ nomenclature

Une terminologie exacte pour la désignation des dégâts est nécessaire pour assurer l'unicité de la référence au fil des ans et des changements de contrôleurs.

Cette uniformité de langage doit être un des fruits d'une formation spécifique des inspecteurs d'ouvrage. Ce n'est malheureusement pas encore le cas.

Le **fascicule "Répertoire des dégâts apparents"** propose une classification systématique et une nomenclature précise. Chaque dégât apparent possible y est donné avec :

- la partie d'ouvrage concernée,
- un numéro de code,
- son nom exact,
- une illustration,
- une description aussi explicite que possible,
- une brève énumération des causes possibles,
- une énumération des conséquences possibles,
- une liste des autres aspects à inspecter afin d'en déceler l'origine ou les répercussions,
- deux paramètres numériques qui, associés au numéro de code, peuvent permettre un traitement électronique des données (TED) et faciliter ainsi la planification des réparations.

Il est résumé dans l'annexe 3.

Cette proposition de répertoire se base sur des listes de dégâts déjà répandues [102, 105] et s'inspire de publications analogues existantes [528, 529, 530]. On essaie cependant d'y intégrer tous les éléments nécessaire à la systématique de travail proposée par la suite.

ARMATURE

404

barre rouillée



DESCRIPTION

barre d'armature corrodée, mise en évidence par sa dénudation ou par la couleur ocre des coulures ou des efflorescences

ORIGINE / CAUSES POSSIBLES

- dénudation
- infiltration d'eau (étanchéité défectueuse)
- enrobage insuffisant
- carbonatation
- présence de chlorures

CONSEQUENCES POSSIBLES

- épaufrures par suite du foisonnement de la rouille
- fissuration
- diminution de section des barres
- perte d'adhérence des barres
- déformation de la structure
- coulures inesthétiques

AUTRES ASPECTS A INSPECTER

- état de corrosion des barres avoisinantes
- adhérence de l'enrobage
- carbonatation, présence de chlorures, venues d'eau
- état de l'étanchéité
- fissuration de la zone concernée
- déformations

PARAMETRES

☐☐ longueur cumulée des tronçons de barre rouillés, en m

☐☐ aspect des barres
01 = armature totalement dénudée
02 = armature partiellement dénudée
03 = uniquement coulures en surface

Fig. 4.1
Exemple de fiche d'identification d'un dégât

b/ repérage géométrique

La détermination de l'emplacement d'un dégât a deux raisons d'être: d'une part elle doit aider à déterminer les origines ou les conséquences structurales, d'autre part elle doit faciliter la planification des travaux de réparation.

Ce repérage peut se faire de trois manières :

- **découpage grossier** [p.ex.: 1/4 de la travée/ face inférieure du caisson]: cette possibilité, très simple et rapide, risque de s'avérer par trop imprécise et de nécessiter, en cas de doute, un retour sur l'ouvrage pour une observation complémentaire, source de retards et de coûts additionnels;

- **mesure linéaire** [p.ex.: 10 m de P4/face latérale de la poutre 2]: cette possibilité, très précise, devient rapidement difficile - voire même impossible- à exécuter dès que l'on s'éloigne du point de référence, notamment avec une nacelle de visite;
- **maillage numéroté** [p.ex.: maille 1202]: le travail relativement important que constitue le traçage du réseau est rapidement compensé par la facilité de repérage des dégâts et l'amélioration de la systématique d'observation (moins de confusions).

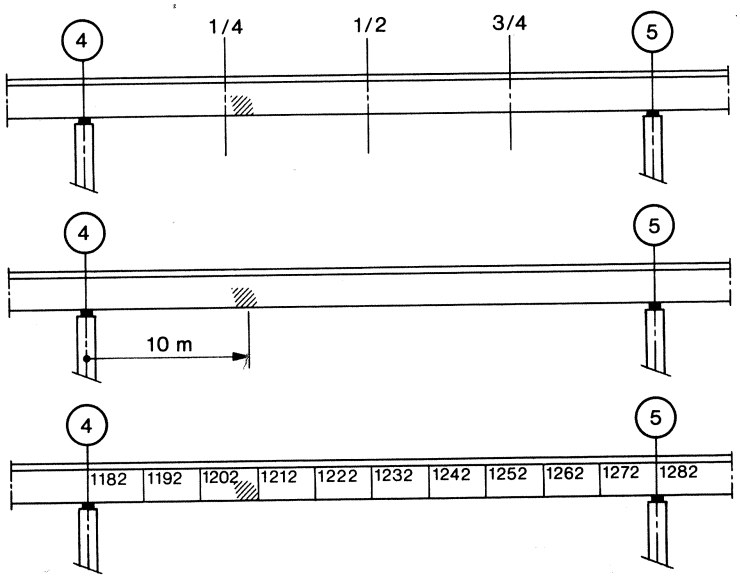


Fig. 4.2
Repérage géométrique d'un dégât

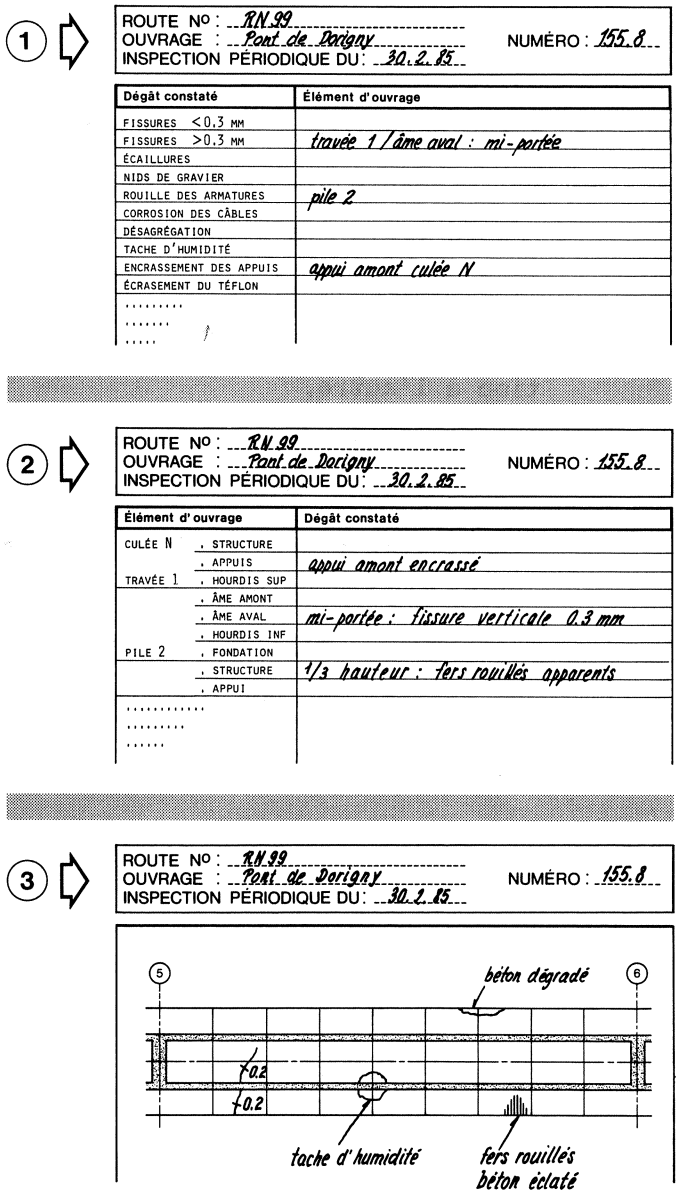
c/ protocole

L'exécution d'un protocole du contrôle visuel vise trois objectifs: d'une part il doit servir de référence pour le contrôle suivant afin d'apprécier l'évolution des dégâts, d'autre part il permet de juger (ou de rejuger) la gravité des dégâts une fois l'inspection terminée, et, finalement, il sert à planifier les travaux de réparation.

Ce protocole peut adopter trois formes différentes :

- **sur la base des constations:** on dispose a priori d'une liste répertoriant tous les désordres apparents possibles et on indique, au fur et à mesure de la progression, tous les éléments d'ouvrage atteints;

- **sur la base des éléments:** on dispose a priori d'une liste des différents éléments d'ouvrage à inspecter (selon description, repérage kilométrique ou maillage) et on inventorie, sous forme descriptive ou codée, toutes les constatations faites sur un élément;
- **sous forme graphique:** l'inspecteur dispose d'un plan schématique de l'ouvrage sur lequel est reporté le système de repérage choisi; il y indique la nature (sous forme descriptive ou codée) et l'ampleur (à l'échelle) des constatations faites.



① ROUTE N° : RN 99 — OUVRAGE : Pont de Dorigny — INSPECTION PÉRIODIQUE DU : 30.2.85 — NUMÉRO : 155.8

Dégât constaté	Élément d'ouvrage
FISSURES <0,3 MM	
FISSURES >0,3 MM	travée 1 / âme aval : mi-portée
ÉCAILLURES	
NIDS DE GRAVIER	
ROUILLE DES ARMATURES	pile 2
CORROSION DES CÂBLES	
DÉSAGRÉGATION	
TACHE D'HUMIDITÉ	
ENCRASSEMENT DES APPUIS	appui amont culée N
ÉCRASEMENT DU TÉFLON	

② ROUTE N° : RN 99 — OUVRAGE : Pont de Dorigny — INSPECTION PÉRIODIQUE DU : 30.2.85 — NUMÉRO : 155.8

Élément d'ouvrage		Dégât constaté
CULÉE N	. STRUCTURE	
	. APPUIS	appui amont encrassé
TRAVÉE 1	. HOURDIS SUP	
	. ÂME AMONT	
	. ÂME AVAL	mi-portée : fissure verticale 0.3 mm
	. HOURDIS INF	
PILE 2	. FONDATION	
	. STRUCTURE	1/3 hauteur : fers rouillés apparents
	. APPUI	

③ ROUTE N° : RN 99 — OUVRAGE : Pont de Dorigny — INSPECTION PÉRIODIQUE DU : 30.2.85 — NUMÉRO : 155.8

Fig. 4.3
Formes du protocole d'un contrôle visuel

Un reportage photographique ne peut pas être considéré à lui seul comme un protocole suffisant; il faut y adjoindre en effet nombre d'indications numériques (position du cliché, échelle,...) et il ne suffit généralement pas pour juger la gravité du dégât. La gestion du dossier photo devient par ailleurs rapidement délicate.

Des photographies jointes aux protocoles mentionnés ci-dessus sont par contre appréciables et permettent, le cas échéant, de lever certains doutes.
Une alternative peut exister avec le scanner optique (balayage de toute la surface à inspecter et restitution par après sur papier photo / voir 4.5.2): le déplacement de la caméra permet de saisir un champ beaucoup plus grand qu'une photographie traditionnelle. Si un tel système peut s'avérer très intéressant pour créer un document d'appoint au protocole de mesure, il n'est pas suffisant pour permettre a posteriori la détection de tous les dégâts et l'évaluation de leur ampleur.

La forme graphique, bien qu'apparemment plus complexe que les deux autres, présente plusieurs avantages:

- seule forme (à l'exception de la photographie) permettant un relevé simple de l'ampleur du dégât,
- possibilité de juger l'évolution de cette ampleur d'une inspection à l'autre,
- possibilité de superposer (à condition que le relevé soit soigneusement exécuté) les deux faces d'un même élément et d'apprécier ainsi l'effet "traversant" d'un dégât,
- méthode plus directement parlante à l'ingénieur que des valeurs numériques. Elle lui permet de se faire une opinion globale en lui offrant une vue d'ensemble.

4.1.2 Essais réalisés

Les essais réalisés in situ dans le domaine de la systématique de contrôle visuel ont porté presque exclusivement sur les possibilités de réalisation du maillage de la structure.

Une subdivision en mailles a trois raisons d'être:

1. **systématiser la progression** le long de la structure : on évite ainsi des confusions entre zones déjà inspectées et zones non encore inspectées; c'est important notamment lors des déplacements par à-coups d'une nacelle de visite;
2. **faciliter le report sur plan** : la présence de points ou de lignes de repère au voisinage immédiat de la zone de travail

facilite le repérage géométrique du défaut; le report du même maillage sur les plans utilisés pour le protocole d'inspection aide grandement la réalisation d'un travail précis (technique de réduction ou d'agrandissement par quadrillage des peintres ou des dessinateurs);

3. **assurer la concordance géométrique** entre les deux faces d'un élément: une fois le maillage réalisé, il est beaucoup plus aisé de déterminer la corrélation pouvant exister entre deux dégâts constatés, par exemple, à l'extérieur et à l'intérieur d'une âme de caisson.

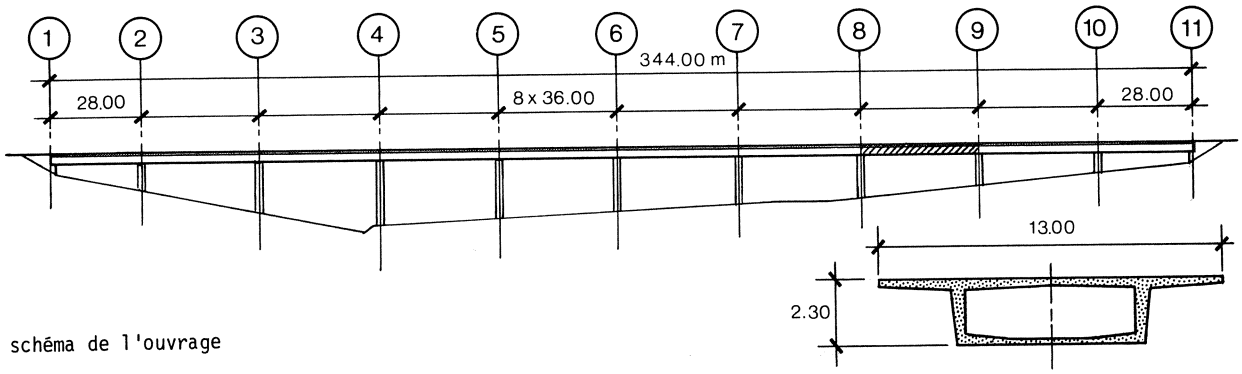
Il s'agit donc de créer un certain nombre de **"champs de travail unitaires"** et de la marquer physiquement sur la structure.
On peut les concevoir de différentes manières:

- grandeur d'un élément préfabriqué (face d'un voussoir, élément de dalle,..),
- grandeur de panneaux de coffrage,
- secteurs géométriquement limitées (entretoise,...),
- utilisation de la géométrie de la section dans un sens (hauteur de poutre,..), mais division mesurée et marquée sur la structure dans l'autre sens (par exemple tous les 5 m),
- division arbitraire, cependant compatible avec les dimensions globales de l'ouvrage ou de la travée.

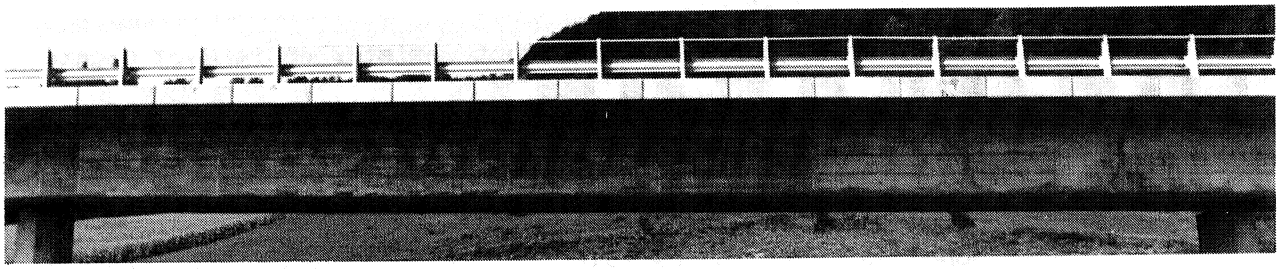
Afin de limiter le champ d'observation à partir d'une position de la nacelle et d'avoir pour tout point des repères relativement proches (distance mesurable avec un double-mètre), les dimensions de cette maille ne devraient pas excéder **5m x 5m**.

Les trois exemples qui suivent donnent une possibilité de maillage de différents ponts.

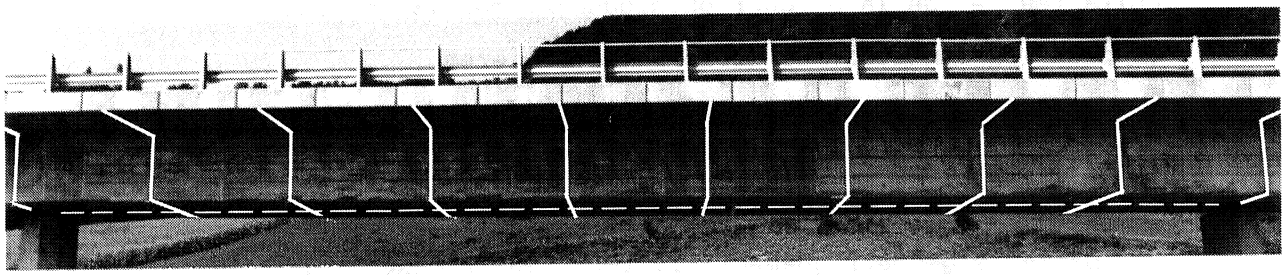
Le marquage de l'ouvrage est fortement exagéré (surcharge) afin que le cliché soit explicite.



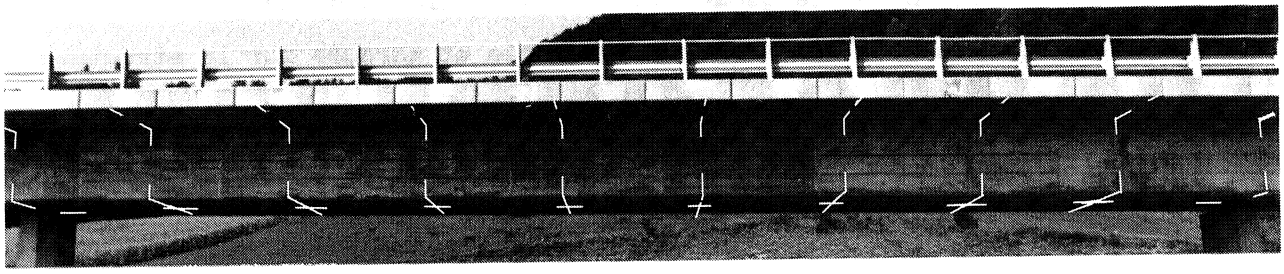
A. schéma de l'ouvrage



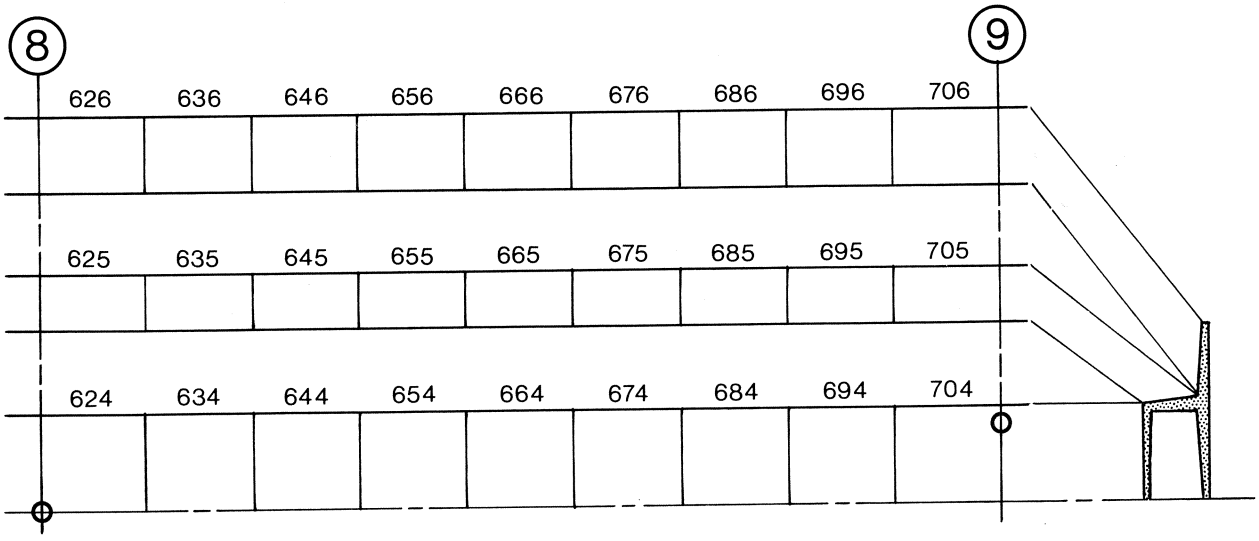
B. surface brute



C. marquage - variante 1

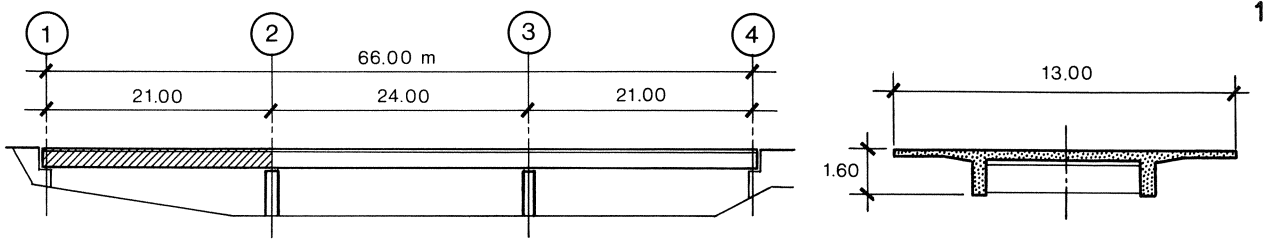


D. marquage - variante 2

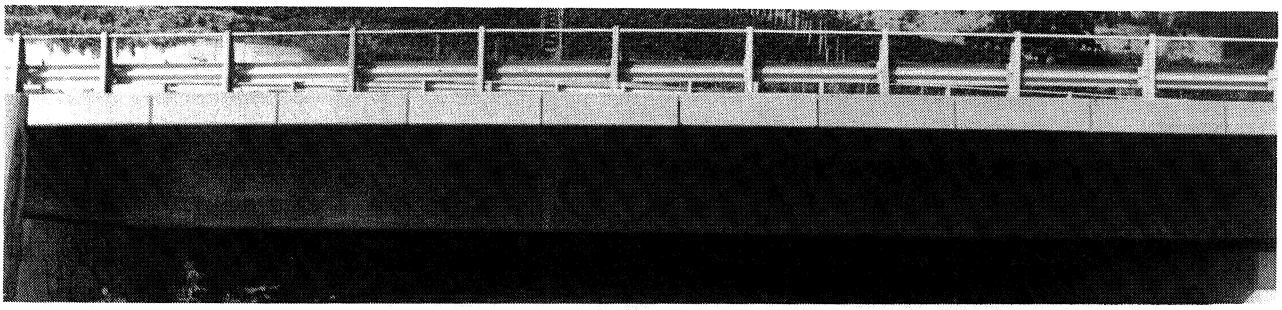


E. plan pour le protocole

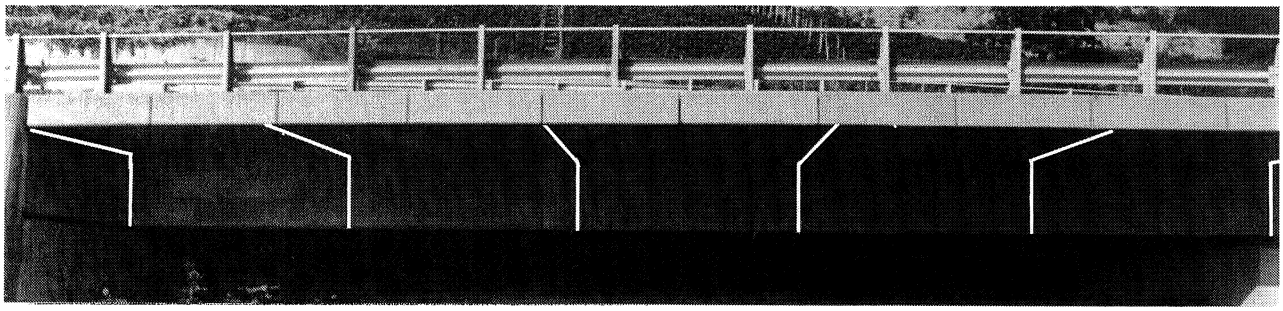
Fig. 4.4
Maillage - pont no 1



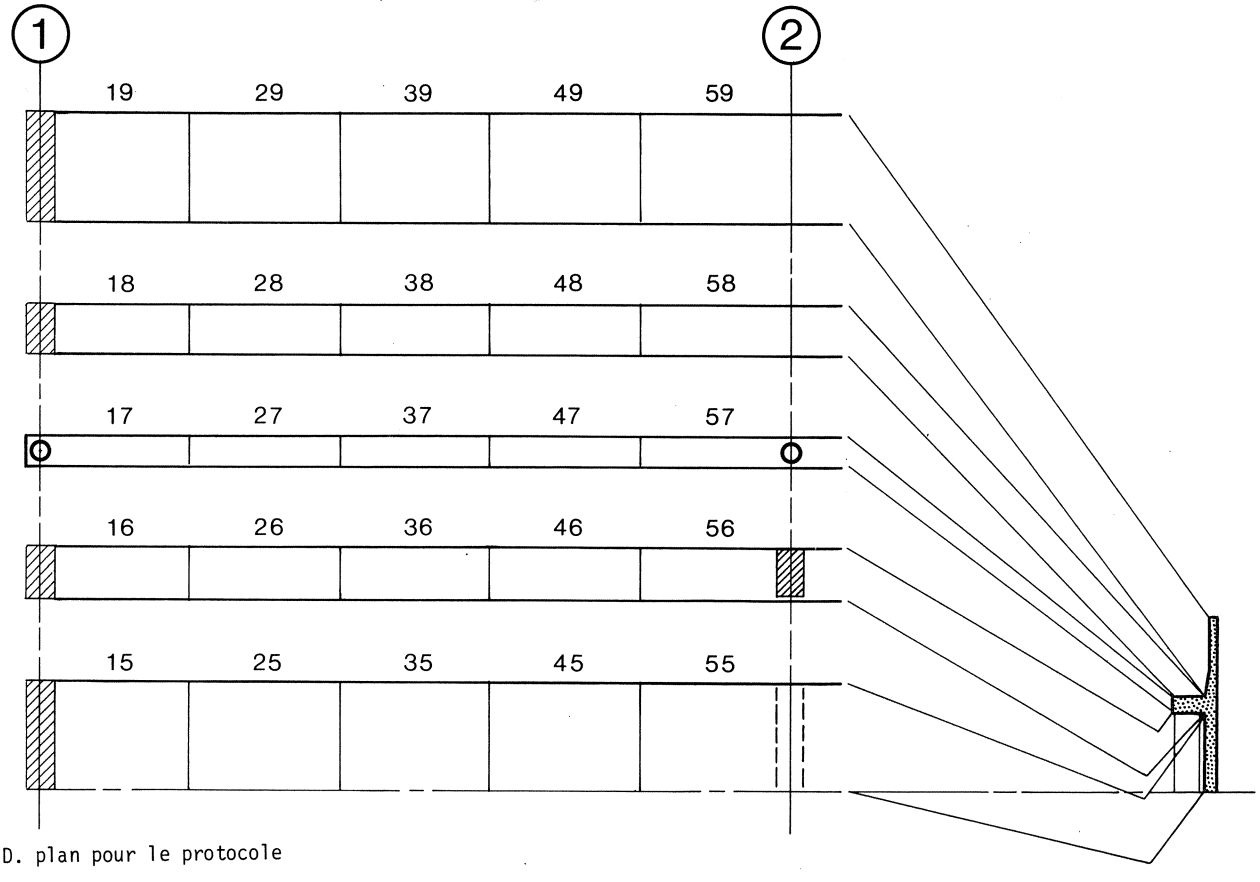
A. schéma de l'ouvrage



B. surface brute

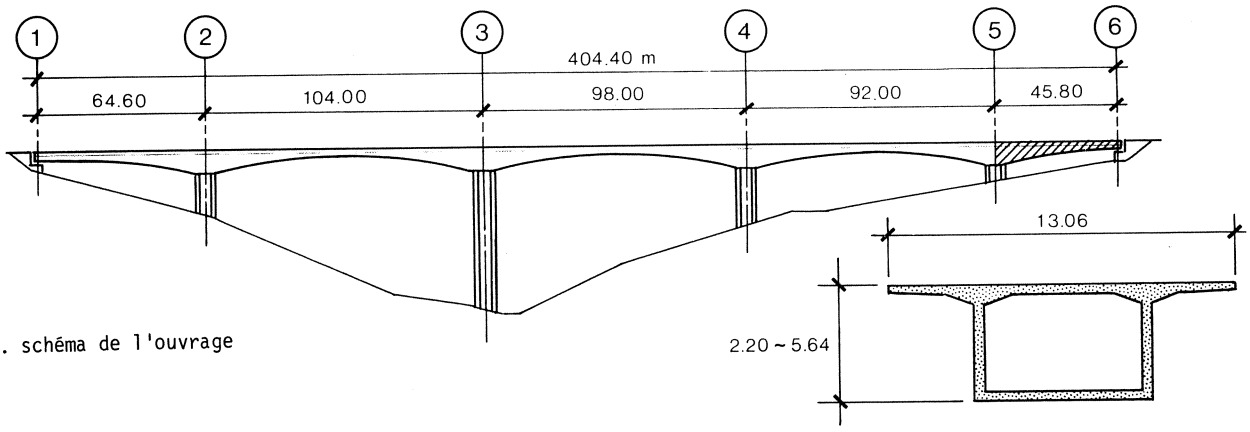


C. marquage - variante 1

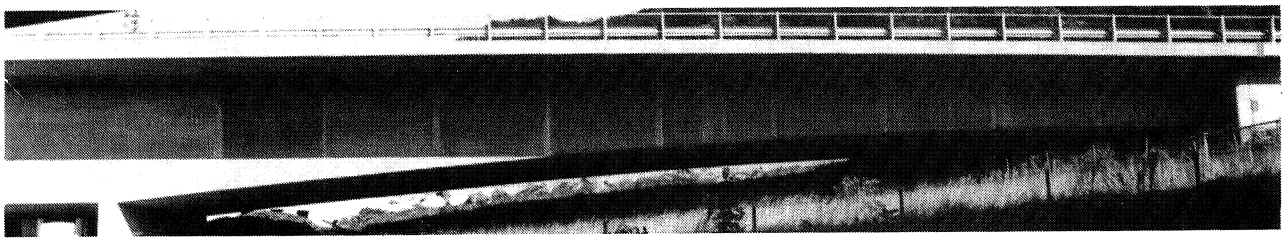


D. plan pour le protocole

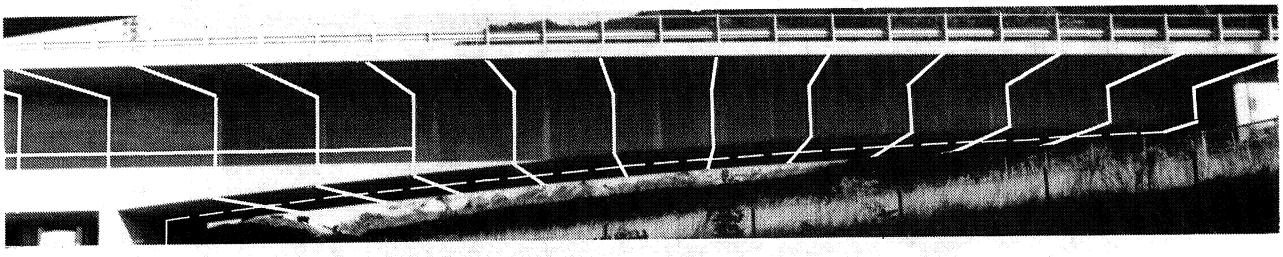
Fig. 4.5
Maillage - pont no 2



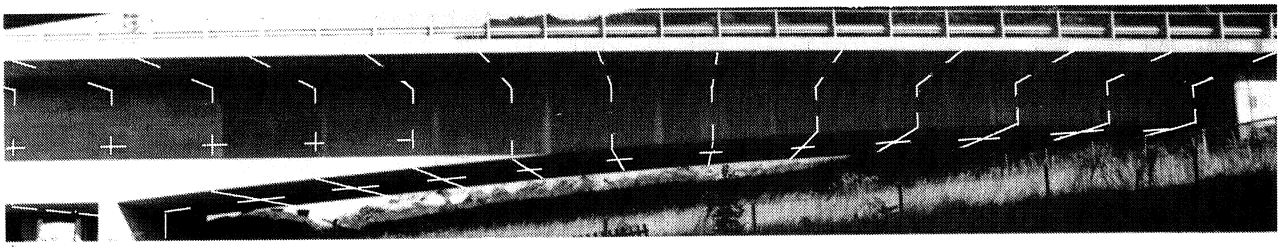
A. schéma de l'ouvrage



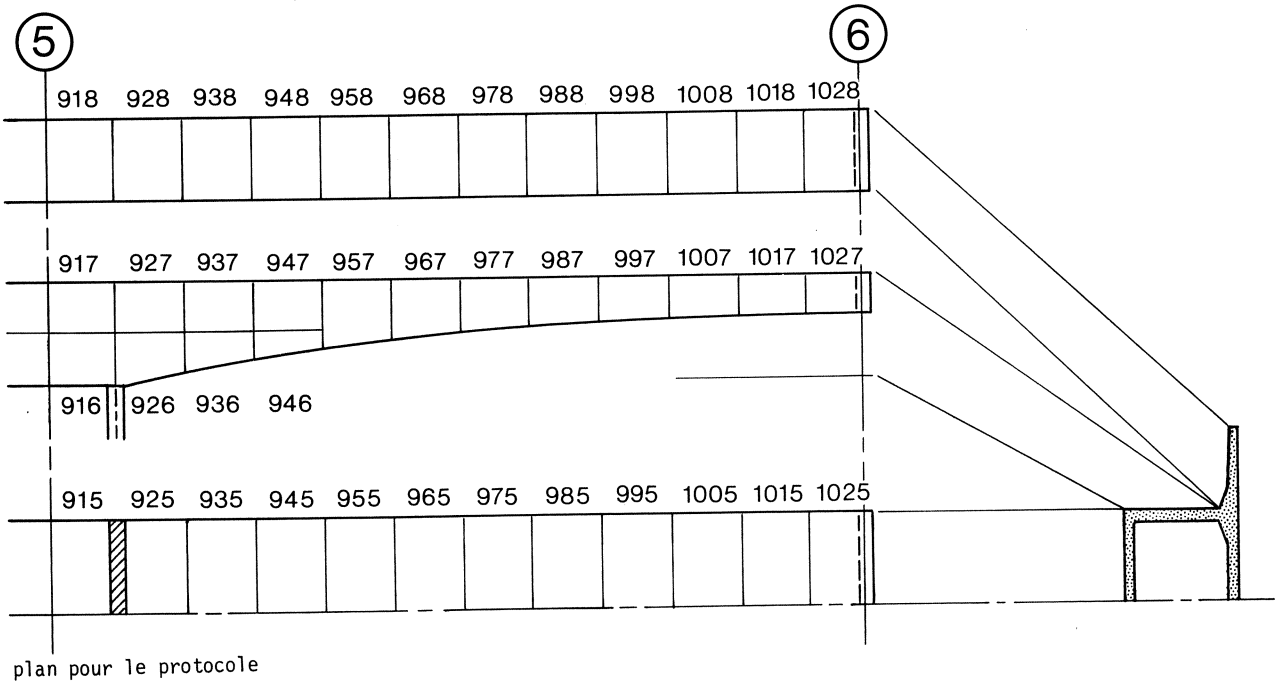
B. surface brute



C. marquage - variante 1



D. marquage - variante 2



E. plan pour le protocole

Fig. 4.6
Maillage - pont no 3

4.1.3 Modes d'interprétation

L'interprétation des résultats d'un contrôle visuel comprend trois aspects:

a/ la mise en évidence et la détermination de l'ampleur des désordres,

b/ l'appréciation de l'évolution du désordre,

c/ le jugement de la gravité des désordres constatés, en tant que dégâts.

a/ existence d'un désordre

La reconnaissance de l'existence d'un désordre doit pouvoir se faire sur la base du protocole du contrôle visuel.
Il est donc important que celui-ci soit parfaitement objectif et dénué de tout jugement a priori.

Le protocole doit donc comprendre:

- le type de désordre constaté,
- l'emplacement exact,
- l'ampleur dimensionnelle,
- les caractéristiques éventuelles (ouverture apparente d'une fissure, genre de concrétion,...).

Il faut éviter d'effectuer trop de transcriptions, souvent génératrices de pertes d'informations.

Une des meilleures méthodes pour montrer l'existence d'un désordre nous semble donc être:

1. d'en faire un relevé graphique soigné (éventuellement sur la base ou appuyé sur un dossier photographique),
2. de compléter le plan par une feuille de "commentaires" donnant les caractéristiques particulières du désordre constaté.

La figure suivante donne un exemple d'un tel constat, utilisant les systèmes proposés de maillage et de code numérique.

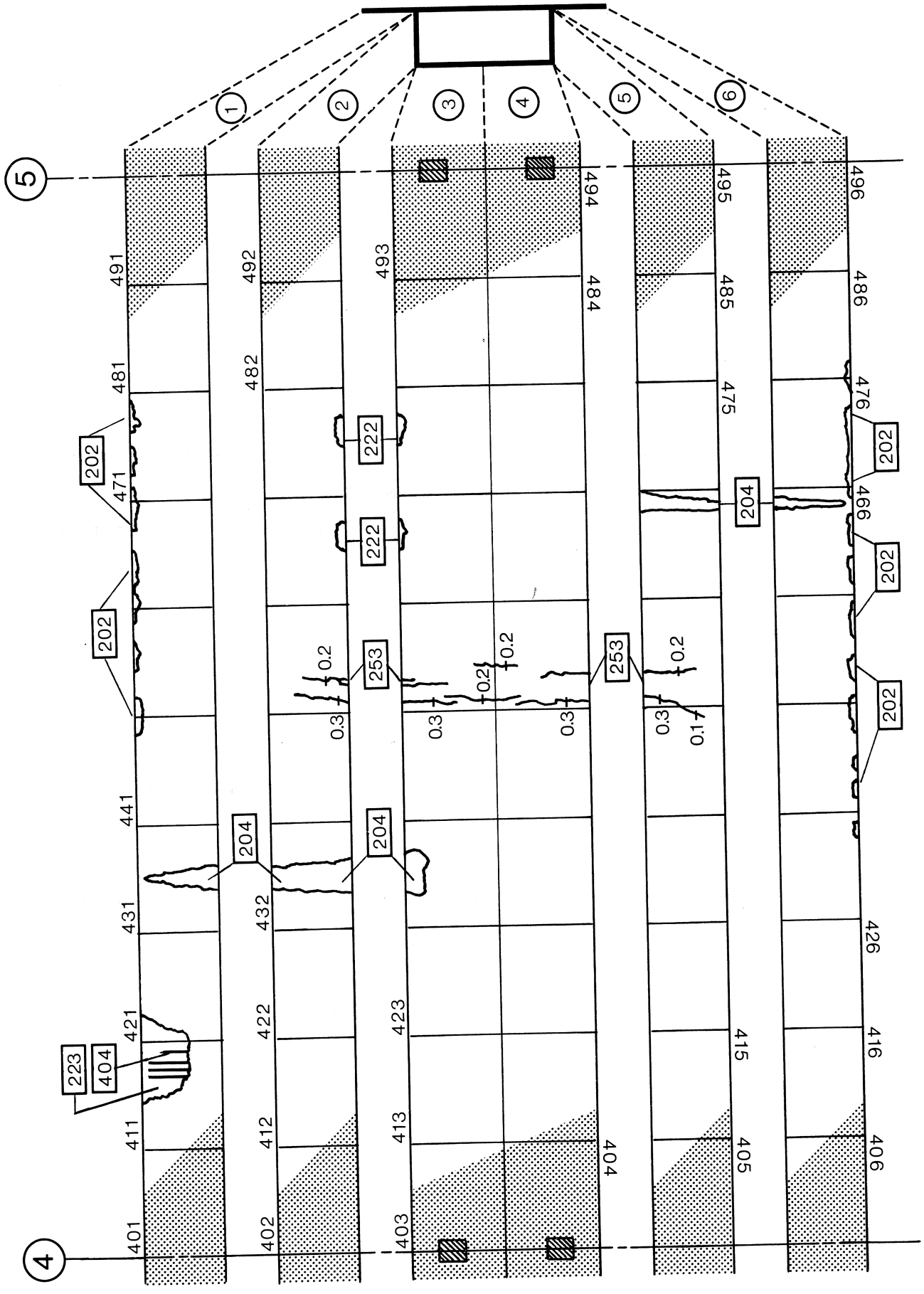


Fig. 4.7

Exemple de relevé graphique
des dégâts apparents

b/ évolution du désordre

La mise en évidence d'une évolution se fait en prenant référence sur le contrôle précédent.

Ce constat de différence peut avoir lieu:

- **in situ** : le contour de la zone affectée est souligné (discrètement, pour d'évidentes raisons esthétiques et psychologiques) et daté, et peut être ainsi suivi dans son évolution; ce traçage est cependant souvent "mangé" par l'avancement du dégât et disparaît partiellement ou totalement;



Fig. 4.8
Suivi in situ de l'évolution des dégâts

- **par relevé graphique** : il suffit de faire la différence entre deux protocoles de contrôles successifs; un relevé graphique soigné démontre alors un autre de ses avantages. Il est ainsi possible de définir facilement:
  . l'apparition de nouveaux désordres,
  . la modification des dimensions et caractéristiques de désordres déjà constatés.

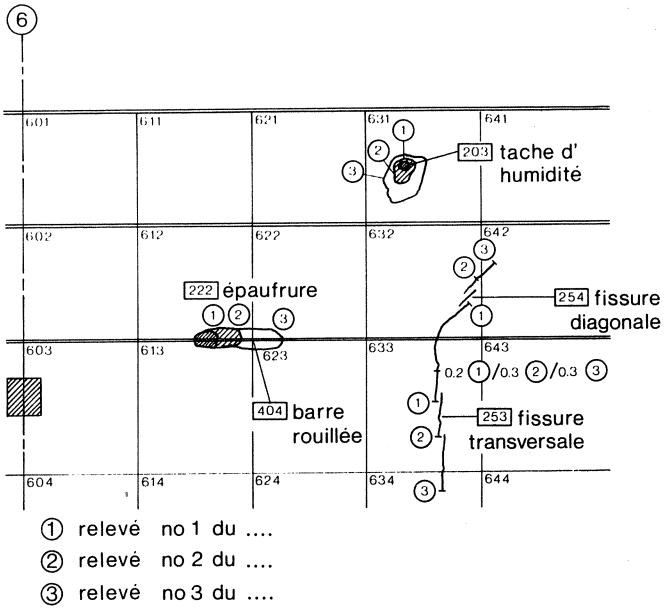


Fig. 4.9
Suivi par relevé graphique de l'évolution des dégâts

Ces deux façons d'aborder la mise en évidence de l'évolution des désordres sont parfaitement complémentaires, et l'on peut affirmer que le traçage in situ est souvent précieux pour effectuer un relevé graphique soigné.

c/ jugement de la gravité des désordres

Il n'existe que peu de propositions relatives au classement des désordres apparents par catégories de gravité.
Cela tient au fait qu'un désordre, selon son emplacement, son ampleur et sa vitesse d'évolution, peut avoir des répercussions totalement différentes sur la structure, et devoir être considéré ou non comme un dégât.

On propose cependant de définir un **degré de gravité** des dégâts apparents, auquel on peut associer un **indice complémentaire**, en se basant non pas sur la nature du dégât lui-même mais sur les conséquences qu'il peut avoir pour l'ouvrage.

degré de gravité	conséquence sur l'ouvrage
1	dégât purement esthétique ou de finition, sans conséquence directe
2	dégât localisé, sans conséquence à court terme
3	dégât dont la présence peut générer ou signifier d'autres dégâts
4	dégât pouvant déboucher sur la ruine d'éléments secondaires ou sur une altération des conditions d'exploitation
5	dégât pouvant déboucher sur la ruine d'éléments porteurs ou sur une mise en danger de la circulation

indice complémentaire	ampleur du dégât
a	faible ampleur relativement à la nature du dégât et aux dimensions de l'élément affecté, apparition
b	ampleur limitée relativement à la nature du dégât et aux dimensions de l'élément affecté, début d'évolution
c	ampleur importante relativement à la nature du dégât et aux dimensions de l'élément affecté, évolution avancée

Fig. 4.10
Degrés de gravité des dégâts apparents

On constatera immédiatement que, pour pouvoir attribuer un degré de gravité à un dégât, il faut pouvoir réunir plusieurs conditions:

- connaissance du mode d'évolution du dégât,
- connaissance du fonctionnement mécanique de la structure (statique et résistance des matériaux),
- vue d'ensemble des dégâts du même type sur l'ouvrage,
- mise en évidence des relations de causalité entre plusieurs dégâts.

On peut cependant citer, à titre d'exemples généraux:

- degré 1 : salissures, corrosion des barrières, défectuosité de portes de visite,...
- degré 2 : petite épaufrure, faïençage du béton, petites fissures en zone abritée, corrosion en surface d'appareils d'appui, glissière déformée,...
- degré 3 : efflorescence, coulure, tache d'humidité, encrassement de joint, armature dénudée, cachetage défectueux, corrosion de surface,...
- degré 4 : fissuration d'assise d'appareil d'appui, rupture de boulon, foisonnement de rouille, épaufrure importante, corrosion d'armature,...

- degré 5 : fissuration transversale, rupture de câble, diminution de section de barre, dénivellement important de joint, affouillement marqué de fondation,...

ou alors:

- flèche permanente marquée : degré 4c
- vibration sous trafic : degré 3c ou 4b
- concrétion dans un joint : degré 4c
- stalagmite dans un caisson : degré 1b
- tache d'humidité : degré 3a
- cassure d'une poutre : degré 5c

Le jugement de la gravité d'un dégât ne peut donc se faire que difficilement in situ, sous peine d'y faire intervenir une importante part de subjectivité et de ne pas voir certaines corrélations. En effet, peut-on porter un jugement sur une fissure située à l'extérieur d'un caisson tant qu'on n'en a pas vu l'éventuelle correspondance à l'intérieur ?

En résumé, on peut dire que le jugement de la gravité des dégâts apparents devrait se faire:

- sur la base d'un relevé objectif, précis et complet des désordres,
- par une personne ayant de bonnes connaissances des conséquences possibles des différents dégâts (formation adéquate),
- avec une vue d'ensemble de l'ouvrage,
- après la fin du contrôle,
- avec l'appui éventuel d'une visite complémentaire in situ (souvent en tant qu'exécutant du contrôle) et/ou d'un dossier photographique.

4.1.4 Conclusions intermédiaires

Le contrôle visuel est la (presque seule) méthode utilisée couramment pour l'inspection des ouvrages.

Elle doit rester l'élément principal des inspections, mais son efficacité peut être améliorée par:

- une systématique de progression le long de la structure,
- une nomenclature claire et précise des dégâts apparents,
- un protocole soigné, intégrant notamment le repérage géométrique des dégâts ainsi que leur ampleur,
- une appréciation de la gravité des dégâts tenant compte de leur évolution possible et de leur influence sur l'ensemble de l'ouvrage.

4.2 CONTROLE DES EQUIPEMENTS

4.2.1 Procédés d'exécution

Par "équipements", il faut entendre:

- les appareils d'appui,
- les joints de chaussée (joints de dilatation),
- le revêtement,
- le système d'évacuation des eaux,
- les installations annexes (glissières, portes,...)

L'étanchéité fait l'objet d'une analyse séparée (voir 4.5).

Il faut considérer deux aspects dans le contrôle des équipements:

- leur état,
- leur comportement.

Ce second volet concerne surtout les éléments mobiles, en l'occurence les appareils d'appui et les joints de chaussée.

a/ contrôle de l'état

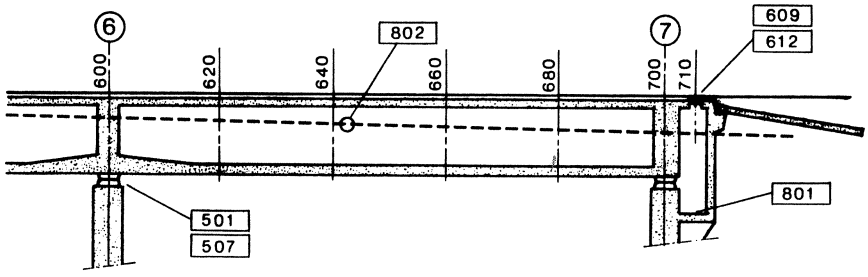
Le contrôle de l'état des équipements relève essentiellement d'un **contrôle visuel.**

Celui-ci doit être systématique et les dégâts constatés être l'objet d'une nomenclature précise. Comme pour le contrôle visuel de la surface (voir 4.1.1), le **fascicule "Répertoire des dégâts apparents"** (voir annexe 3) propose une telle nomenclature. Pour chaque dégât possible, il donne notamment:

- un numéro de code,
- la dénomination exacte,
- deux paramètres numériques permettant une description plus poussée du dégât constaté.

Le protocole des dégâts constatés peut revêtir deux formes différentes:

- **forme descriptive écrite :** on dispose de la liste des éléments inspectés, avec, si besoin est, une subdivision permettant de mieux situer géométriquement le dégât (faces, division linéaire,...); on y reporte soit en mots, soit en code tous les dégâts apparents constatés;
- **forme graphique :** on dispose d'un plan schématique de l'ouvrage (le même que pour le contrôle visuel de l'ensemble de la structure - voir 4.1.1) et on y reporte les dégâts constatés. Cependant, ces dégâts sont généralement ponctuels, considérés à l'échelle de l'ouvrage; on peut tout de même reporter leur emplacement sur le plan et y associer le type correspondant.



zone	élément	dégât		paramètres	
600	appui	501	encrassement	02	15
		507	fluage téflon	30	00
640	tuyau	802	déboité	02	00
710	joint	609	néoprène sorti	01	03
		612	battement sous trafic	04	02
	chambre	801	eau stagnante	80	05

Fig. 4.11
Exemple de protocole des désordres constatés
a/ rapport graphique
b/ rapport numérique

Afin de décrire complètement et de manière univoque le dégât constaté, il s'avère utile d'effectuer simultanément un **rapport graphique** et un **complément numérique.**
Une telle procédure facilite la planification des travaux de réparation.
Dans les cas où une ambiguïté pourrait exister, il faut compléter le relevé manuscrit par un reportage photographique; on veillera alors à assurer l'identification complète de la prise de vue.

Certaines pièces d'équipement sont situées dans des endroits d'une accessibilité restreinte. Quelques moyens auxiliaires peuvent faciliter l'inspection :

- **éclairage puissant** : c'est un moyen indispensable à l'exécution correcte d'un contrôle visuel; l'utilisation en lumière rasante permet la mise en évidence d'irrégularités de la surface ou de fissures;
- **miroir** : l'emploi d'un miroir, allant de celui de dentiste au rétroviseur d'auto monté sur un manche, permet d'obtenir des points de vue à partir d'endroits autrement inaccessibles;
- **endoscope** : les systèmes modernes d'endoscopes à fibres optiques permettent de s'introduire dans des trous de 15 à 20 mm de diamètre et jusqu'à des longueurs de 3 m. Ils permettent l'éclairage et la vision de l'endroit visé; la tête peut être orientée à volonté. Il est possible d'observer en optique directe ou par vidéo, ou de faire des clichés photographiques;
- **caméra vidéo** : des caméras miniaturisées peuvent être introduites dans des ouvertures de 50 mm de diamètre; la profondeur est limitée par la longueur du câble de raccord et par les possibilités de guidage de la caméra (tube, tige, chariot télécommandé,...). Une source lumineuse est généralement intégrée dans la tête de la caméra. L'image est reproduite sur écran. Une difficulté est souvent constituée par le manque de référence pour apprécier la grandeur des objets et dégâts "filmés".



Fig. 4.12
Utilisation d'un miroir

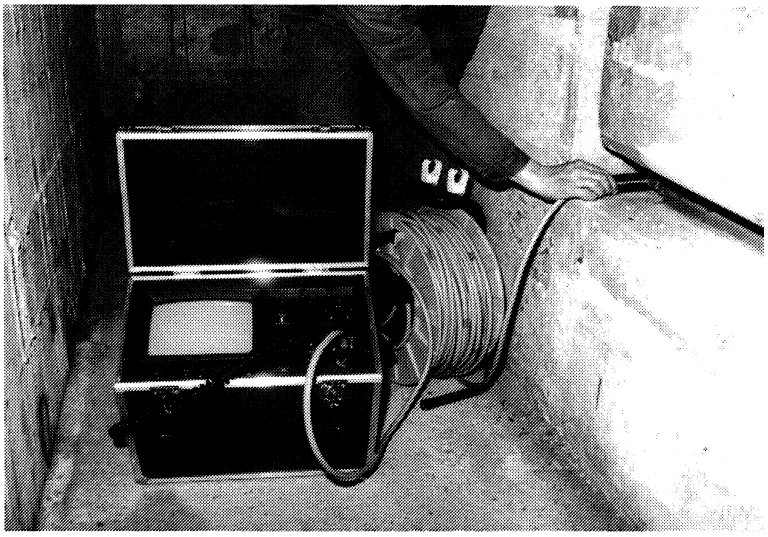


Fig. 4.13
Caméra vidéo miniaturisée

Dans certains cas, on procèdera même au démontage partiel des éléments:

- vérinage et décollement d'appui pour l'inspection de la surface de glissement ou le contrôle en atelier des rouleaux,
- dévissage des plaques d'un joint de chaussée à éléments coulissants,
- dégarnissage d'appuis enterrées,...

Ces opérations sont généralement réalisées en étroite relation avec les travaux d'entretien effectués sur ces pièces (graissage, protection anticorrodale,...).

b/ contrôle du comportement

Il s'agit essentiellement de suivre les déformations et déplacements des appareils d'appui et des joints de chaussée, et d'apprécier la réversibilité de ceux-ci par delà les cycles thermiques saisonniers.

On peut utiliser différentes techniques :

- des **points de repère** (chevilles) sont fixés aux deux parties ayant un déplacement relatif. La mesure de la distance entre les deux points est effectuée soit simplement (règle graduée), soit de manière plus précise (pied à coulisse, extensomètre mécanique,..);

- une règle graduée et un index sont fixés sur les deux parties considérées. La lecture est directe et aisée. Un tel système est mieux adapté aux déplacements par cisaillement (appuis) qu'aux déplacements par éloignement (joints);
- un plomb optique permet la lecture à distance du déplacement de la mire (fixée sur la partie mobile) par rapport à la partie fixe.

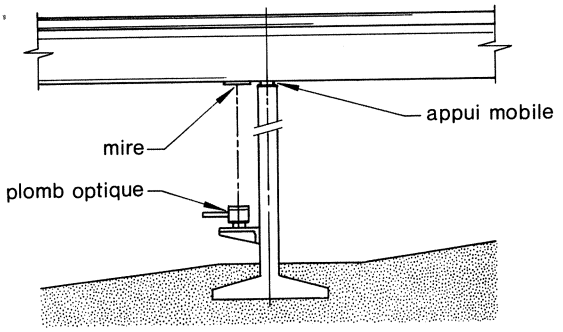


Fig. 4.14
Système de mesure par plomb optique

Selon les caractéristiques géométriques de l'élément, il est parfois nécessaire d'effectuer les mesures dans deux directions, par exemple pour l'écartement et le cisaillement d'un joint de chaussée.

4.2.2 Modes d'interprétation

a/ contrôle de l'état

Le jugement se fait de manière directe, sur la base des désordres constatés.

Il porte sur l'appréciation de :

- l'intégrité des éléments,
- la qualité des matériaux (absence de corrosion, de fissures,...),
- la qualité de la protection (peinture,...),
- des dépôts pouvant entraver les déplacements,
- l'efficacité de la couche lubrifiante,...

Une proposition relative au classement des dégâts a déjà été faite (voir 4.1.3).

b/ contrôle du comportement

Le jugement doit porter sur :

- le respect des limites de fonctionnement (pas de butée),
- la réversibilité des déplacements,
- l'absence de sollicitations non prévues.

Ce suivi doit permettre de détecter assez aisément un mouvement global du tablier ou des fondations. Combiné avec d'autres mesures topographiques, il permet de porter un jugement sur le comportement global de l'ouvrage.

Ces mesures, référencées sur le règlage initial du système, permettent d'apprécier l'étendue de la course et, le cas échéant, de planifier un repositionnement de l'appui ou du joint.

4.2.3 Conclusions intermédiaires

La répercussion, souvent grave, sur l'ensemble de l'ouvrage de la défaillance de certains équipements justifie un contrôle attentif de ceux-ci.
C'est le cas particulièrement des appareils d'appui, des joints de chaussée et du système d'évacuation des eaux.

Il faut axer le contrôle de l'état sur une observation visuelle. Une nomenclature claire et précise doit permettre de faciliter le protocole.

Des moyens auxiliaires (miroirs, caméras,..) devraient être utilisés dans les endroits d'accès difficiles afin d'assurer un contrôle complet.

Il faudrait souvent envisager la possibilité de démonter certaines parties (vérinage d'appui, démontage de joint) pour contrôler en détail les parties mobiles.

Le contrôle du comportement par le suivi des déplacements (règle graduée et index) est une opération tellement simple à effectuer qu'elle devrait être exécutée sur chaque ouvrage; l'étude de la réversibilité peut donner des indications sur le comportement global de la superstructure.

4.3 SUIVI DE LA FISSURATION

4.3.1 Procédés d'exécution

Dans le domaine de la surveillance de la fissuration d'un ouvrage, il faut distinguer trois aspects:

- la détection des fissures,
- le relevé de leur tracé,
- la mesure de leurs variations d'ouverture.

a/ détection des fissures

La détection des fissures se fait essentiellement de manière **visuelle.** Il s'agit là d'un cas particulier d'observation directe. Par conséquent, on ne considèrera, pour la surveillance, que les fissures **ouvertes** (qui se prolongent jusqu'en surface) et on laissera pour les cas d'auscultation approfondie les fissures fermées (situées dans l'épaisseur du matériau).

L'exécution de la détection visuelle des fissures exige une très grande rigueur. Les fissures ne sont que rarement suffisamment grandes pour qu'elles "sautent aux yeux". L'expérience montre qu'il est difficile de repérer la première fissure d'un réseau; cependant, dès que cela est fait, la découverte des autres s'enchaîne assez aisément.
Mais la recherche de cette "première" fissure ne doit pas être laissée au hasard. Il faut progresser très systématiquement le long de la structure. La création de subdivisions, de champs de travail unitaires (maillage), déjà évoquée plus haut (voir 4.1), peut grandement faciliter cette progression; on peut en effet facilement repérer les régions déjà inspectées de celles qui restent à faire.

Dans certaines situations et plus spécifiquement dans les zones "à risque", le travail peut être facilité par un certain nombre de moyens auxiliaires:

- **éclairage puissant** : utilisé notamment de manière rasante, il permet de mettre en évidence les discontinuités de la surface et les fissures;

- **aspiration ou soufflage** : certains éléments, notamment les dalles inférieures de caisson, sont recouverts d'une pellicule de poussière qui gêne l'observation; avec un aspirateur ou un jet d'air comprimé, il est possible non pas de nettoyer toute la surface, mais de créer des "tranchées" à partir desquelles il sera possible de suivre le tracé des fissures ainsi interceptées;
- **ressuage** : il s'agit d'humidifier les fissures et de détecter en suite leur tracé par la différence de teinte que cette humidité entraîne; pour le métal, on gicle un liquide coloré à faible tension superficielle, on laisse pénétrer, on essuie la surface (le liquide ne reste plus alors que dans les fissures) et on révèle le tracé des fissures en répandant sur la surface une poudre absorbante, généralement de couleur blanche pour assurer le contraste; pour le béton, on peut se contenter de mouiller la surface avec une éponge, on laisse ensuite sécher (le temps nécessaire varie selon les conditions locales), mais les fissures restent plus longtemps humides et leur tracé est ainsi révélé (un tel phénomène peut se produire naturellement, selon les conditions hygrométriques).



Fig. 4.15
Fissures révélées par ressuage (béton)

Des moyens instrumentés peuvent également être engagés. Cependant, étant donnée le faible champ d'action qu'ils ont, il est impensable de les utiliser sur l'ensemble d'une structure; ils sont à réserver pour les zones où des fissures ont déjà été détectées et où l'on recherche des renseignements complémentaires.

Ces techniques sont présentées dans les groupes de méthodes 117, 122 et 231 de l'**inventaire "Méthodes et techniques de contrôle"** (voir annexe 2).

Pour mémoire, on citera :

- **ondes de choc** : la surface est frappée en différents endroits avec un marteau et on mesure, avec un accéléromètre, la transmission des ondes directes et réfléchies; des variations dans l'intensité du signal reçu indique la présence d'une discontinuité entre point de choc et point de mesure;
- **ultra-sons** : le principe est similaire, si ce n'est que l'onde est générée de manière continue et que l'on mesure le temps de passage et l'intensité résiduelle du signal; il est possible de travailler en surface, en transparence ou en écho;

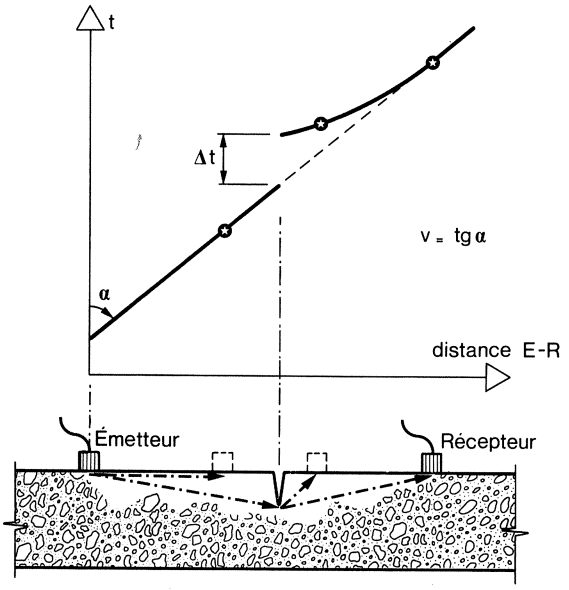


Fig. 4.16
Détection par ultra-sons d'une fissure ouverte

- **magnétoscopie** (pour le métal uniquement) : la surface est magnétisée à l'aide d'un aimant permanent ou d'un électro-aimant; les perturbations du champ magnétique que créent les fissures sont mises en évidence par la répartition de limaille de fer répandue en surface;
- **sonde de potentiel** (essentiellement pour le métal) : on génère en surface un champ de potentiel électrique et on mesure localement les perturbations du champ (fortes augmentations de pertes de charge linéaires) créées par les fissures;
- **radiographie/radioscopie** : il s'agit d'exposer un film sensible à une source X ou gamma, en interposant l'objet à contrôler; une

telle technique est complexe à utiliser sur le terrain et doit être réservée, dans des cas d'auscultation approfondie, au contrôle de fissures déjà détectées par d'autres moyens.

Dans tous les cas, dès qu'une fissure a été détectée, il nous parait nécessaire d'en faire le marquage. Cela doit servir à reconnaître qu'elle a déjà été repérée (éviter de suivre deux fois la même trace) et à disposer d'une référence (présence et dimensions) pour les contrôles ultérieurs.

Ce marquage se fait à même la structure (peinture, marqueur feutre, crayon,...) de manière plus ou moins discrète selon l'emplacement.

Il comprend les opérations suivantes :

- souligner (à côté) le tracé de la fissure, afin de faciliter l'identification et le relevé,
- marquer et dater les extrémités de la fissure, afin de détecter une extension éventuelle,
- mesurer (loupe graduée), marquer et dater l'ouverture apparente en plusieurs endroits.

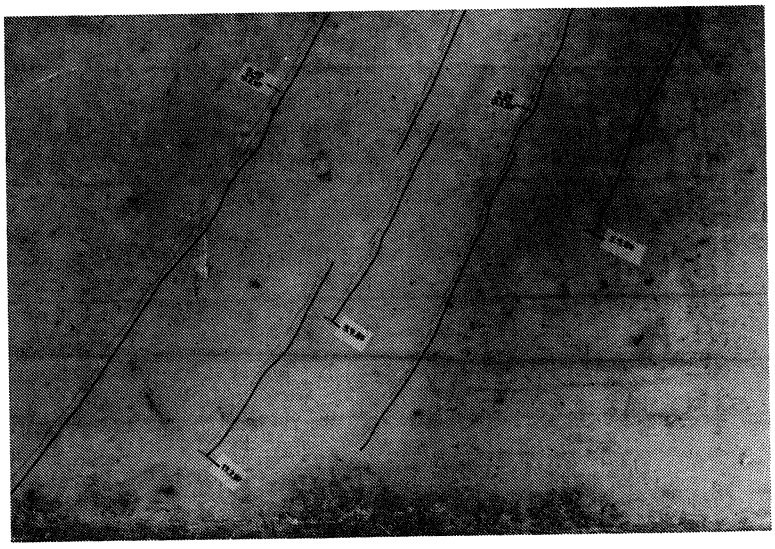


Fig. 4.17
Repérage et marquage in situ d'une fissure ouverte

b/ relevé des fissures

Le relevé de la fissuration peut se faire de deux façons:

- **relevé photographique** : il faut dans ce cas faire un marquage très visible du tracé (cela peut être fait de manière provisoire

avec de la bande adhésive de couleur, si ce marquage doit rester discret); les points de repère et les échelles doivent être parfaitement déterminés, au risque de faire perdre toute valeur au cliché. Cependant, tout comme pour le relevé des dégâts apparents, la gestion du dossier photographique devient rapidement complexe. Il est par ailleurs difficile d'en sortir une appréciation globale de l'état de fissuration de l'ouvrage;

- **relevé graphique** : il s'agit de reporter le réseau de fissuration sur un plan réduit. On peut le faire soit par mensuration trigonométrique, soit en s'aidant du maillage (quadrillage) de la structure; dans les mailles où la densité des fissures est importante, on peut même créer un maillage plus serré.
L'avantage d'un tel système est qu'il est possible, si le relevé est fait soigneusement, de mettre les fissures constatées en relation avec d'autres anomalies constatées et reportées (taches d'humidité, coulures,...), avec la fissuration de la face opposée de l'élément (fissures traversantes) ou avec l'armature. On reporte également sur le plan les indications issues du marquage des fissures (extrémité, ouverture apparente).
Le report graphique sur plan de la fissuration est appelé **fissurographie.**

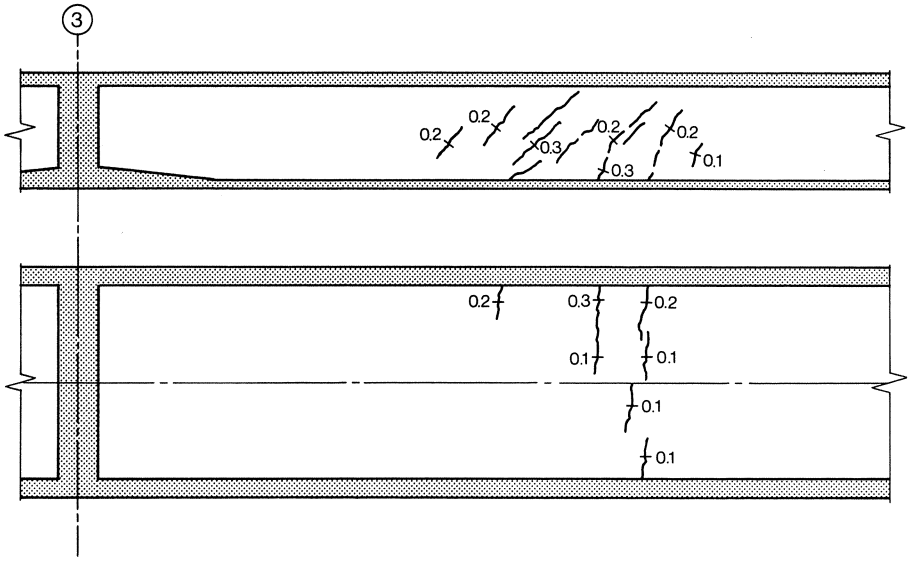


Fig. 4.18
Exemple de relevé graphique de la fissuration

c/ mesure des variations d'ouverture

Il est important, pour l'appréciation de la gravité d'une fissure et pour l'étude de son assainissement, de déterminer si elle est "active" ou "morte", c'est-à-dire si son ouverture varie sous charge ou dans le temps, ou si elle n'est soumise qu'aux effets thermiques.

Un moyen simple et rapide pour effectuer ce contrôle est la pose de **témoins**, fixés à cheval sur la fissure:

- **témoins en ciment ou mortier** : c'est la technique la plus courante; la plaquette de 10 à 15 mm d'épaisseur est coulée et formée à même la surface de béton.
  On constate cependant souvent une rupture prématurée par suite du retrait de la pâte utilisée ou, plus grave, un décollement de la plaquette ce qui fait perdre à celle-ci sa fonction de pontage et la fissure peut varier sans que cela se répercute de manière visible en surface du témoin;
- **témoins en verre** : une plaquette de verre de 1 à 1.5 mm d'épaisseur et 15 à 20 mm de large est placée en travers de la fissure; seules ses extrémités sont collées au béton, avec une colle époxyde. Le mouvement de la fissure entraînant la rupture de la plaquette, un tel système est plus sûr que celui du témoin de ciment.
  On constate cependant parfois une rupture indépendante de toute activité, consécutive à la légère différence des coefficients de dilatation thermique entre verre et béton.

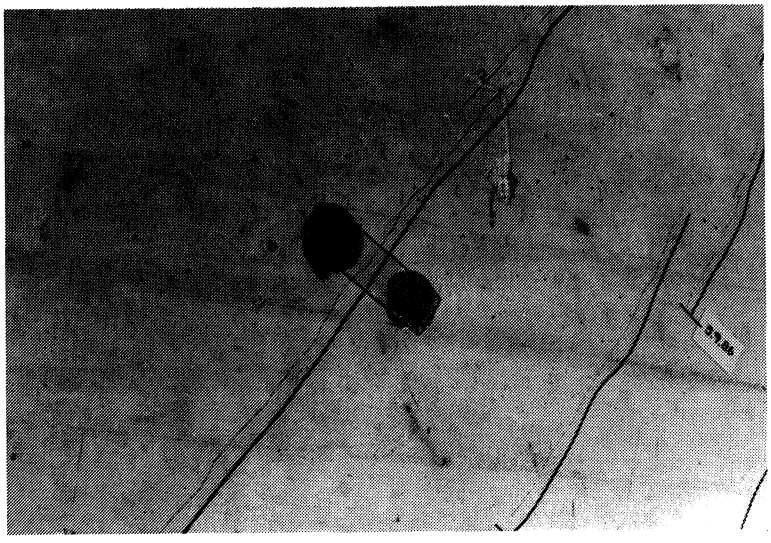


Fig. 4.19
Témoin en verre

Le stade suivant consiste à passer à des valeurs quantifiables. Il faut alors disposer d'un appareillage de mesure permettant une précision d'au moins 0.01 mm.

Si l'utilisation d'une **loupe graduée** ou d'un **chablon de comparaison** est suffisante pour mesurer l'ouverture apparente de la fissure, elle ne suffit pas pour suivre les variations d'ouverture. Il n'est en effet possible de mesurer avec précision que 1/10 mm, les distances inférieures devant être estimées.

La méthode la plus courante consiste à placer deux **chevilles** de part et d'autre de la fissure, de manière à créer une perpendiculaire au tracé de celle-ci.
On mesure la distance entre ces deux points de repère à l'aide d'un **pied à coulisse** ou d'un **déformètre** (extensomètre mécanique).

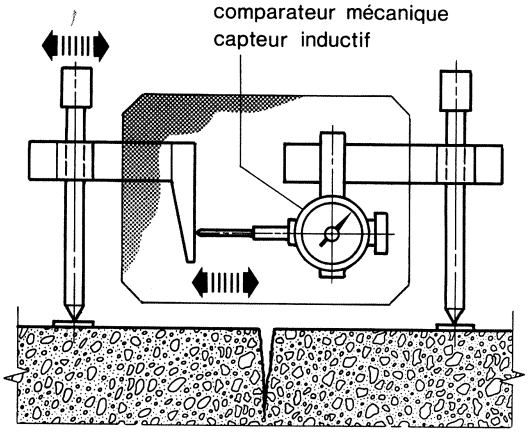


Fig. 4.20
Extensomètre mécanique pour la mesure de variation d'ouverture d'une fissure

Avec ce moyen, il est possible d'obtenir une précision de mesure d'environ 0.01 mm.
Une telle technique de suivi de précision des variations d'ouverture est appelée **fissurométrie**.

4.3.2 Essais réalisés

Les essais réalisés in situ ont porté sur deux aspects:

- relevé de la fissuration,
- suivi des variations d'ouverture.

a/ relevé de la fissuration

Des relevés de fissuration ont été effectués depuis plusieurs années par l'IBAP, dans le cadre de mandats d'expertises confiés par des tiers.

Seuls des relevés graphiques ont été faits, les photographies n'intervenant que pour compléter ou assurer les données reportées sur papier.

On peut distinguer trois manières de procéder :

- **relevé à main libre** : cette méthode "artistique" a le gros avantage d'être très rapide et permet d'obtenir une idée de l'importance de la fissuration. Un tel croquis ne peut que difficilement être utilisé pour l'interprétation des causes et de la gravité des fissures constatées. Il faut disposer d'un certain nombre de points de repère (emplacements géométriques bien définis) pour obtenir un tracé suffisamment exact;
- **relevé géométrique** : on tombe dans l'autre extrême. Mais il s'avère que certaines structures à la forme particulièrement compliquée ne peuvent être décrites que par ce moyen. On repère alors par trigonométrie les points marquants du tracé des principales fissures et on complète le réseau à main libre.
  Une telle méthode est extrêmement lente, mais donne une bonne qualité dans la précision du relevé.

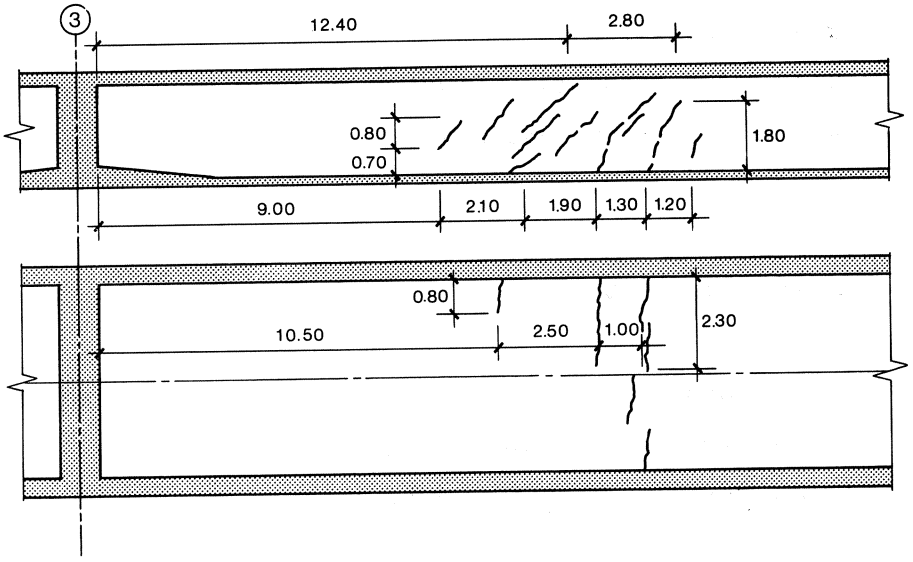


Fig. 4.21
Relevé géométrique de la fissuration
(extrait)

- **relevé à l'aide d'un quadrillage** (maillage) : les zones présentant une fissuration très élevée nécessitent, afin que le relevé soit précis, un quadrillage assez dense; on descend parfois à des mailles de 50 cm x 50 cm. La qualité du report est alors excellente, mais l'ampleur du travail que représente la préparation fait qu'une telle densité doit être réservée à des cas exceptionnels.

  Par contre, des mailles plus importantes, telles celles tracées pour faciliter le contrôle visuel (voir 4.1), permettent de faire un relevé de bonne qualité. On dispose en effet toujours de suffisamment de points de repère connus (les noeuds et barres du maillage) pour déterminer avec précision le tracé de toutes les fissures. L'utilisation d'un double-mètre y suffit tout à fait.

  L'emploi d'une telle procédure, combinée avec des clichés photogaphiques bien repérés (situation et échelle), a donné des résultats entièrement satisfaisants.

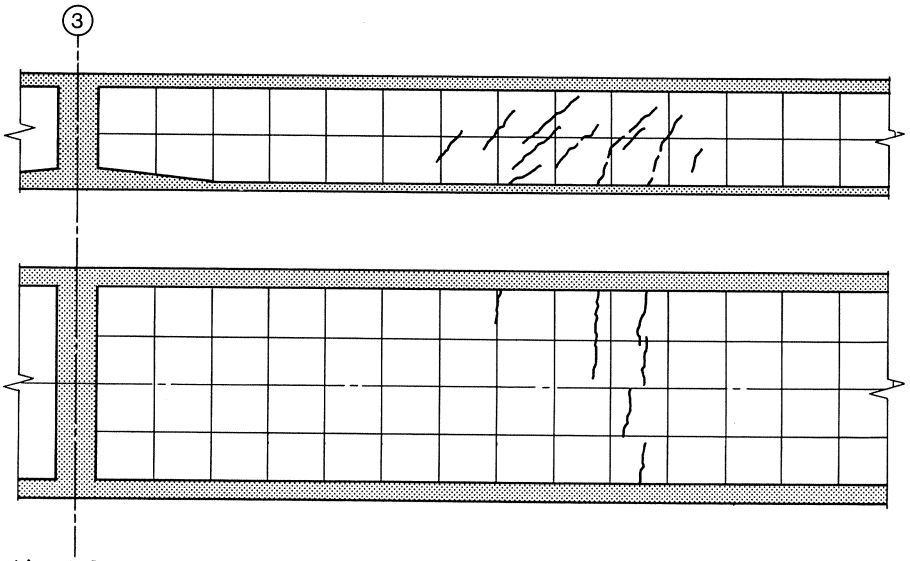


Fig. 4.22
Relevé de la fissuration à l'aide d'un maillage de la structure (extrait)

b/ suivi des variations d'ouverture

Il a été effectué dans un ouvrage en béton précontraint dont l'IBAP avait reçu un mandant de surveillance à long terme.

L'appareillage utilisé est un déformètre (extensomètre mécanique) travaillant sur une base de 250 mm. Les repères sont constitués de pastilles en aluminium, avec trou de centrage, collées à même le béton.

Pour chaque point de mesure, le segment de 250 mm chevauchant la fissure est prolongé par un autre segment de 250 mm, placé sur le béton réputé intact.

Les mesures ont été exécutées à un rythme bimestriel durant quatre ans.

La figure suivante donne l'évolution mesurée de 3 des huit points de mesure.

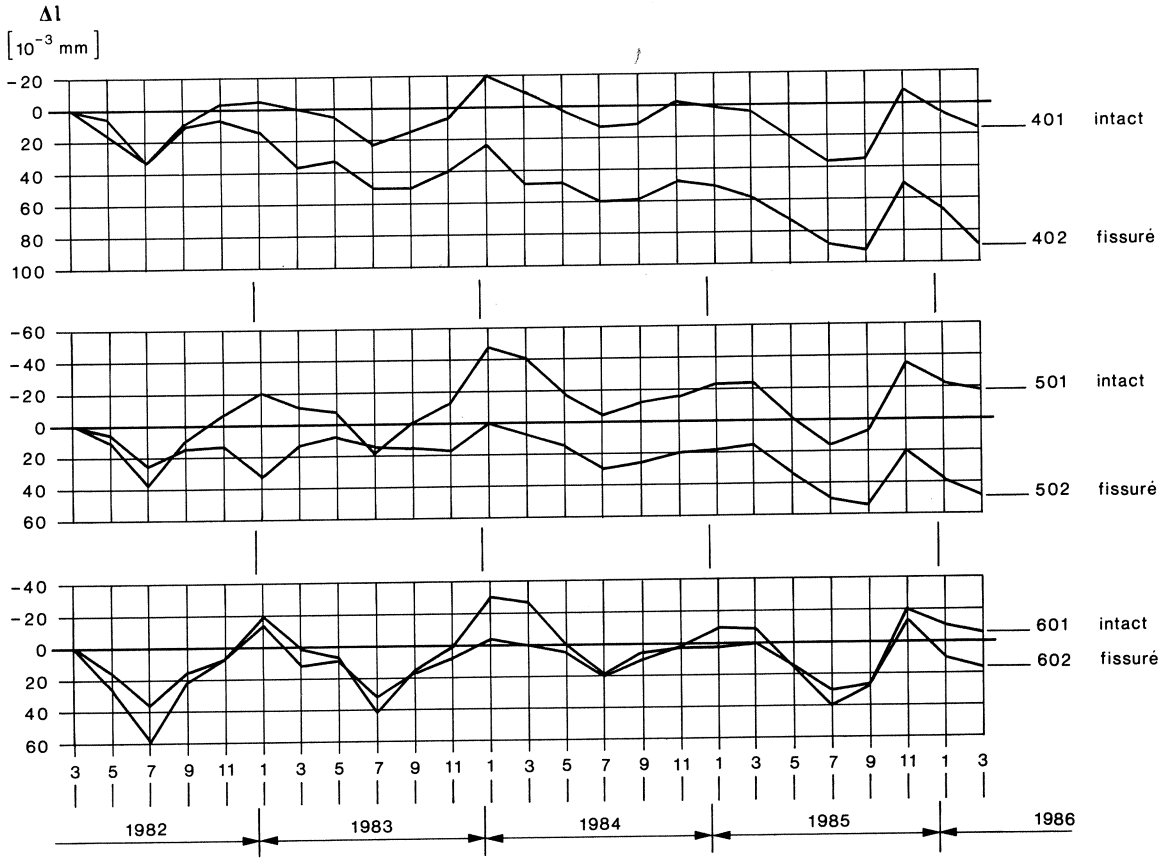


Fig. 4.23
Evolution de l'ouverture des fissures

On constate immédiatement que les valeurs mesurées varient fortement et semblent suivre un cycle saisonnier.

En parallèle, on a mesuré la température moyenne du béton.

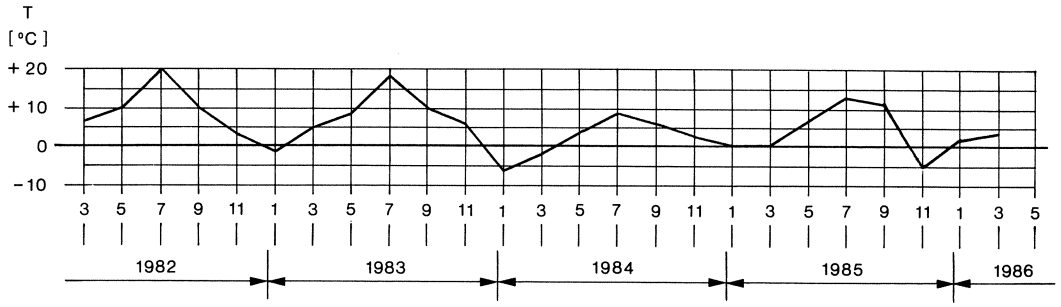


Fig. 4.24
Evolution de la température du béton

4.3.3 Modes d'interprétation

a/ état de fissuration

Il n'existe pas de méthodologie générale pour l'estimation de la gravité des fissures.
Cela tient au fait que les fissures ont des répercussions différentes selon le système structural où elles apparaissent. La fissuration d'une structure ne doit donc pas être considérée a priori comme un dégât.

Il faut distinguer deux aspects pour juger la gravité:

- la présence de la fissure,
- son ouverture.

Pour estimer l'influence de la présence d'une fissure, on propose de décomposer l'analyse en trois paramètres appelés "**indices de gravité**":

- la nature de la fissure,
- le nombre,
- la conséquence.

indice de gravité A	nature de la fissure
1	fissure stabilisée, provenant de l'exécution ou de déformations imposées
2	fissure stabilisée, dans la zone d'introduction d'une force concentrée
3	fissure stabilisée, parallèle à la direction principale de l'élément (sens de la sollicitation principale)
4	fissure non stabilisée, provenant de l'exécution ou de déformations imposées
5	fissure non stabilisée, due aux charges

indice de gravité B	nombre de fissures
1	fissure isolée, faible ouverture, tracé discontinu
2	fissure isolée, faible ouverture, tracé continu
3	plusieurs fissures parallèles, faible ouverture
4	fissure isolée, large ouverture, tracé discontinu
5	fissure isolée, large ouverture, tracé continu

indice de gravité C	conséquence extrême
1	esthétique, détérioration de la surface
2	corrosion de l'armature constructive
3	corrosion de l'armature principale
4	modification du système structural

Fig. 4.25
Indices de gravité d'une fissure

On propose de définir le degré de gravité d'une fissure comme le produit multiplicatif des trois indices.
On n'obtient cependant qu'une valeur qualitative.

Cette valeur peut être pondérée par :

- **l'importance structurale de l'élément considéré,**
- **l'origine de la fissure (construction, effets différés, sollicitations).**

On propose donc d'associer au degré de gravité un **indice complémentaire** tenant compte de l'importance de l'élément fissuré.

indice complémentaire	importance structurale
a	élément secondaire non porteur (parapet, mur d'aile de culée,..)
b	élément secondaire du système porteur (dalle inférieure de caisson, raidisseur,..)
c	élément principal du système porteur (poutre, entretoise, pile)

Fig. 4.26
Indice complémentaire de fissuration

Afin d'obtenir des résultats utilisables sur l'ensemble de l'ouvrage et de pouvoir définir les zones critiques, on peut déterminer le degré de gravité par unité de surface ou par élément inspecté (maille).
Par cette méthode, on peut également donner une valeur numérique à l'évolution du réseau de fissures.
On ne peut cependant pas donner de critères absolus d'appréciation et de décision.

Pour juger de l'influence d'une fissure sur la durabilité d'une structure, il faut encore tenir compte de son **ouverture.**
Là aussi, il n'existe pas encore de critères absolus relatifs à l'ouverture maximale admissible.
Dans l'état actuel des choses, on peut donner les valeurs (sévères) du CEB [601] concernant les ouvertures à ne pas dépasser pour assurer une durabilité optimale.

conditions d'exposition	acier très sensible à la corrosion	acier peu sensible à la corrosion
non sévères	$w \leq 0.2$ mm	$w \leq 0.4$ mm
modérément sévères	$w \leq 0.1$ mm	$w \leq 0.2$ mm
sévères	$w = 0$ mm	$w \leq 0.1$ mm

Fig. 4.27
Exigences concernant la durabilité

Pour le cas des ponts, on peut répartir les différentes classes de la manière suivante :

- acier très sensible : - câble de précontrainte,
  - barre d'armature soumise à une traction permanente de plus de 400 MPa;
- acier peu sensible : - barre d'armature, en général;

- conditions non sévères : - intérieur d'un caisson,
  - face inférieure d'un tablier;
- conditions mod.sévères : - parties exposées à la pluie (poutres, âmes,..),
  - éléments enterrés (sol normal),
  - zones protégées par une étanchéité efficace,
  - zones humides;
- conditions sévères : - éléments exposés aux giclures (piles et faces inférieures de P.S., parapets,..),
  - parties enterrées (sol agressif),
  - zones exposées aux chlorures.

Un autre domaine relatif à l'ouverture des fissures est celui de l'aspect extérieur de la structure et de l'impact psychologique que la fissuration a sur les usagers et les tiers.
La figure suivante donne quelques valeurs indicatives sur l'ouverture acceptable des fissures [602].

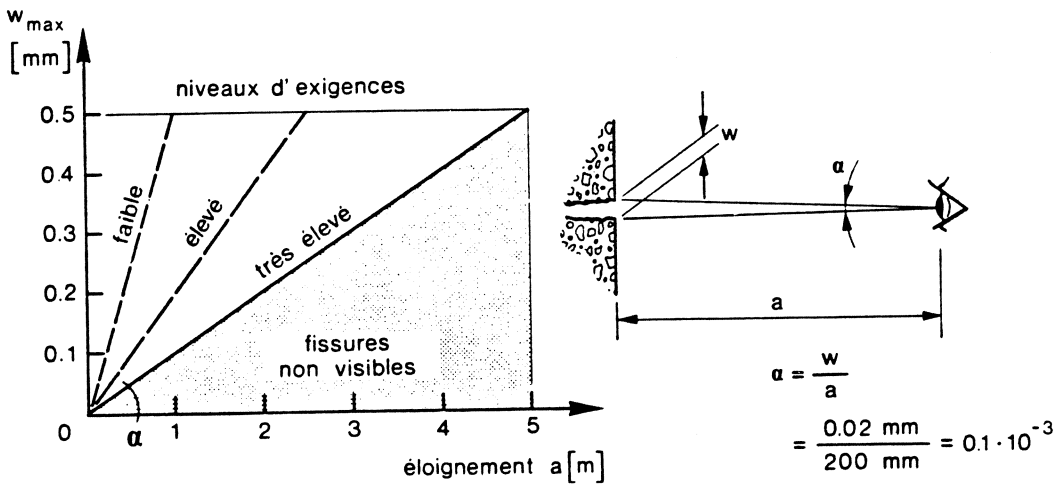


Fig. 4.28
Exigences concernant l'aspect extérieur

Ces critères sont cependant rarement déterminants pour un pont, car l'éloignement de l'observateur est souvent important. Dans certains cas toutefois, notamment lorsque l'ouvrage est emprunté ou côtoyé par des piétons, il peut s'avérer nécessaire d'en tenir compte.

b/ variation des ouvertures

On a constaté (voir 4.3.2) que l'ouverture des fissures semble varier au fil des saisons. Cet effet de la température est souvent appelé **"souffle de la fissure".**
Il est donc important d'épurer les mesures de cet effet thermique avant de pouvoir porter un jugement sur l'évolution.

Si l'on schématise l'environnement d'une fissure, en admettant notamment qu'elle s'est produite uniquement par traction, on peut y distinguer deux domaines [602]:

- le stade II-nu où le béton et l'armature sont désolidarisés;
- le stade I où béton et armature travaillent de manière homogène.

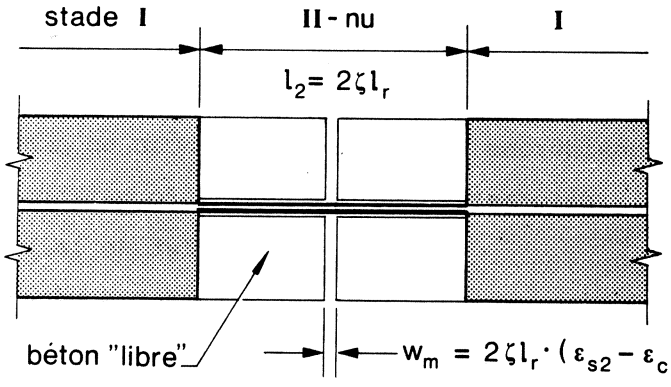


Fig. 4.29
Modèle de calcul de la fissuration

La longueur d'introduction l_r, dans laquelle la répartition de l'effort de traction passe progressivement de l'aire "barre + béton d'enrobage" à l'aire "barre" uniquement, est réduite à $\zeta \cdot l_r$ dans le modèle, où la transition est instantanée.

On prendra :

- $\zeta = 0.35$, pour les barres à haute adhérence,
- $l_r \cong s_{rm} = 50 + \frac{1}{4} \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_{ef}}$ (voir [603])
  où s_{rm} est l'espacement moyen des fissures lorsque la fissuration stabilisée est atteinte.

La longueur en stade II-nu est donc :

$$l_2 = 2 \cdot \zeta \cdot l_r \cong 2 \cdot \zeta \cdot s_{rm} = 0.7\, s_{rm}$$

L'ouverture moyenne de la fissure vaut alors :

$$w_m = 2 \cdot \zeta \cdot l_r \cdot (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{cL})$$

où ε_{s2} = déformation relative de l'armature seule sous l'effet de l'effort considéré,

ε_{cL} = déformation relative du béton libre (retrait), mais ce terme peut souvent être négligé.

Pour les mesures de variations de longueur, considérons tout d'abord le tronçon en stade II-nu:

- déformation de l'armature = effet de la variation d'effort + effet de la variation de température;
- déformation du béton = effet de la variation de température, uniquement.

On aura par conséquent:

variation d'ouverture = déformation de l'armature - déformation du béton.

Considérons maintenant le tronçon en stade I:

- déformation du béton = déformation de l'armature = effet de la variation d'effort (sur section homogène) + effet de la variation de température.

Or, dans le cas d'une fissuration stabilisée, l'effet de la variation d'effort sera nul car il se concentre dans le tronçon en stade II-nu.

On le met en évidence en comparant les valeurs mesurées (segment fissuré et segment sain) avec les variations de longueur d'un segment théorique de béton (250 mm) auquel on applique les variations de température mesurées: $\Delta l = \Delta T \cdot \alpha \cdot l$

On constate que les déformations théoriques correspondent assez bien à celles mesurées in situ sur le segment "non fissuré".

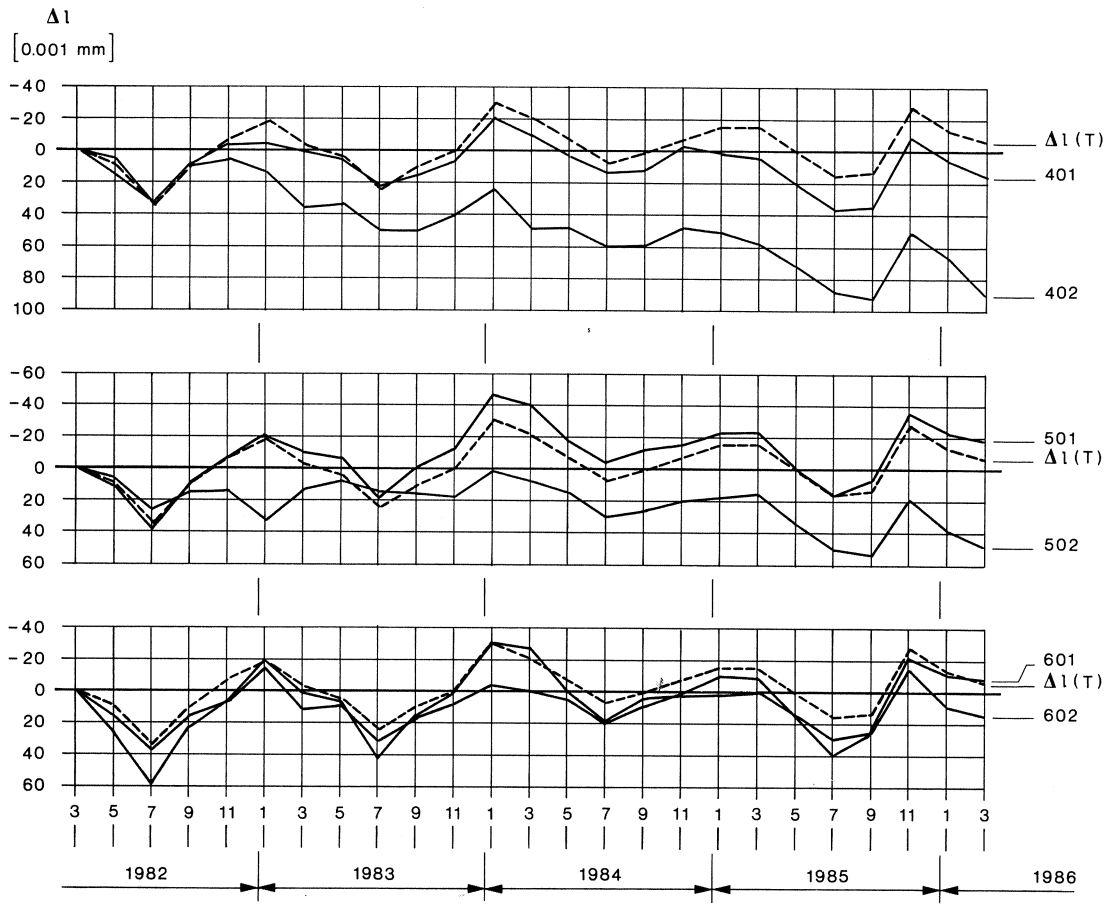


Fig. 4.30
Influence de la température

Ce modèle est cependant fortement perturbé par de nombreux facteurs extérieurs:

- variations d'humidité du béton,
- flexion de l'élément considéré,
- gradients thermiques,
- inertie thermique des matériaux,
- différences de comportement entre éléments d'une même section.

Toutefois, en prenant le modèle proposé, on va avoir:

Δl_{fiss} = variation de longueur du segment "fissuré"

$= \Delta l_1^{I} + \Delta l_2^{II}$

où Δl_1^{I} = variation de longueur du tronçon en stade I

Δl_2^{II} = variation de longueur du tronçon en stade II-nu

et

Δl_{sain} = variation de longueur du segment "non fissuré"

$= \Delta l_3^I$

où Δl_3^I = variation de longueur d'un tronçon en stade I.

Or $l_3 = l_1 + l_2$, puisqu'on a choisi des segments de mesure de longueurs identiques.

On a par conséquent:

$$\Delta l_{sain} = \Delta l_1^I + \Delta l_2^I$$

On en déduit

$$\Delta l_{fiss} - \Delta l_{sain} = (\Delta l_1^I + \Delta l_2^{II}) - (\Delta l_1^I + \Delta l_2^I)$$

$$= \Delta l_2^{II} - \Delta l_2^I$$

Or Δl_2^{II} = déformation de l'armature (effort + température)

Δl_2^I = déformation du béton (température),

par conséquent:

$$\Delta w = \Delta l_2^{II} - \Delta l_2^I = \Delta l_{fiss} - \Delta l_{sain}$$

On propose donc de dire, dans une approximation suffisante pour ce stade de l'interprétation, que la variation de l'ouverture de la fissure est égale à la variation de longueur d'un segment de mesure chevauchant le fissure, diminuée de la variation de longueur d'un segment de mesure contigu et de même longueur, positionné sur le béton réputé sain.

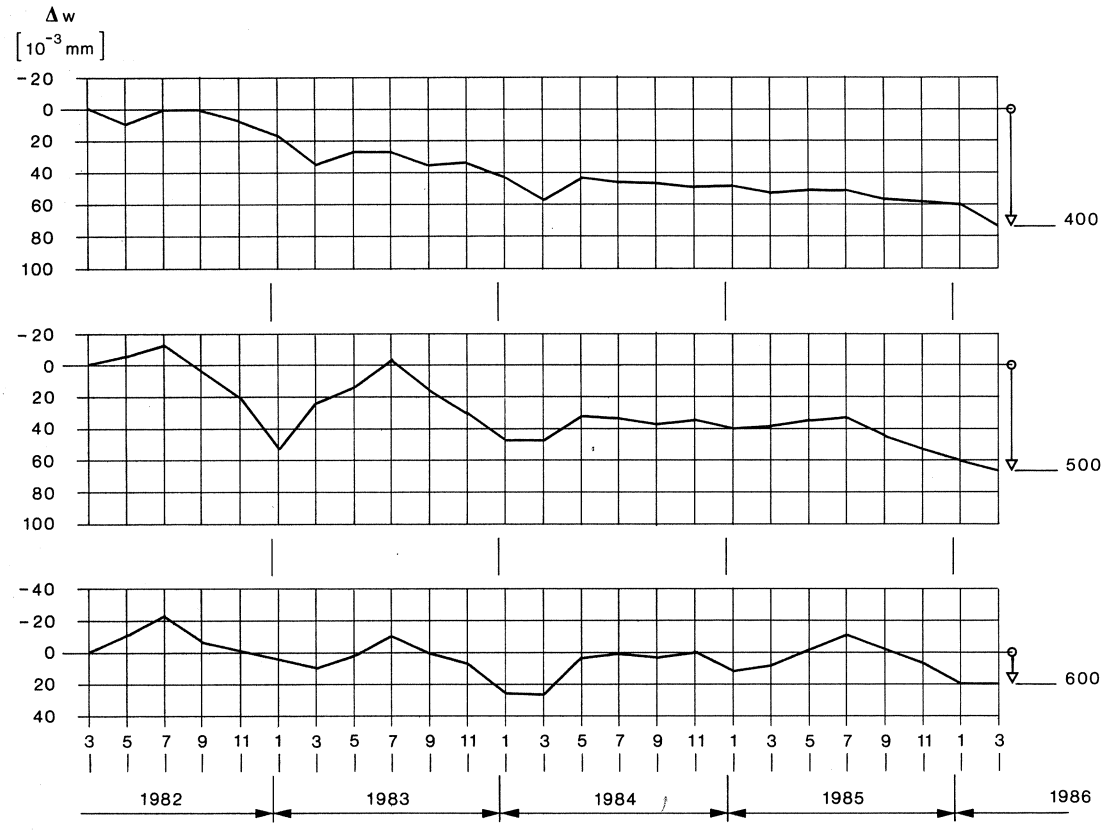


Fig. 4.31
Variations d'ouverture épurées

Un tel dépouillement permet donc de déterminer s'il s'agit d'une fissure active ou d'une fissure morte.
On considèrera la fissure comme "morte" si son accroissement, depuis le repérage, n'excède pas 0.05 mm.

4.3.4 Conclusions intermédiaires

Au stade de la surveillance d'un ouvrage a priori sain, la **détection** des fissures doit se faire par une inspection visuelle uniquement. L'utilisation de techniques plus sophistiquées semble disproportionnée; on concèdera toutefois l'emploi de la magnétoscopie pour le contrôle de certains éléments de structure métallique.

Un **marquage** (tracé, extrémités, ouverture apparente) est indispensable pour assurer la continuité dans le suivi de l'évolution; on doit en effet pouvoir juger l'apparition de nouvelles fissures et l'extension des fissures existantes.

Le **relevé des fissures** s'avère rentable s'il est exécuté sur la base d'un quadrillage, et particulièrement si l'on utilise le même système que pour le relevé des dégâts apparents (maillage).

La mesure de la **variation d'ouverture** doit être faite avec un appareillage précis; la pose de témoins n'est pas suffisante pour permettre une quantification du phénomène. La mesure simultanée d'une fissure et d'un segment intact permet d'épurer les résultats des effets thermiques qui ont une influence marquée.

Les **critères** d'appréciation et de jugement sont actuellement encore assez vagues. Ils méritent une élaboration plus systématique pour obtenir une véritable méthodologie de suivi de la fissuration.

4.4 CORROSION DES ARMATURES

4.4.1 Procédés d'exécution

Il faut distinguer deux aspects:

- la détection du phénomène,
- la détermination de son ampleur.

On ne considérera pour l'instant que la corrosion des barres d'armature passive.

La détection du phénomène de corrosion peut se faire soit par **observation visuelle** des taches de rouille (il s'agit généralement d'un stade déjà très avancé de corrosion), soit par **décapage** ou **carottage** (ce qui ne peut pas être considéré comme "non destructif" si cela est appliqué à tout l'ouvrage et de manière répétitive), soit par mesure du **potentiel électrochimique.**

La détermination de l'ampleur du phénomène, et particulièrement de la vitesse de corrosion, nécessite des méthodes plus sophistiquées. C'est le cas de la technique de **mesure d'impédance.**

a/ mesure du potentiel électrochimique

Une des causes, hormis celle due à la présence de chlorures, de la corrosion des armatures noyées dans le béton est la dépassivation du métal due à une baisse du pH (consécutive notamment à la carbonatation du béton). Cette dépassivation se concrétise par une migration des électrons du fer et des ions de l'oxygène dissout, et crée une augmentation de la différence de potentiel entre le métal et son milieu environnant, en l'occurence le béton.

On mesure cette différence en surface du béton.

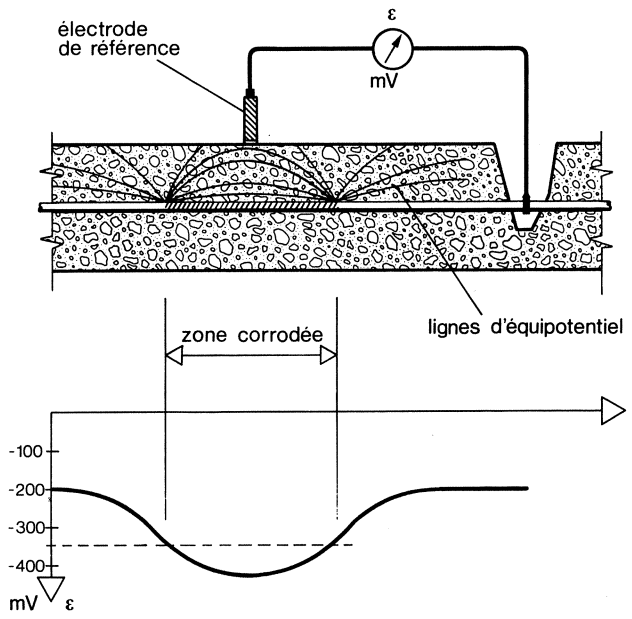


Fig. 4.32
Mesure du potentiel électrochimique (principe)

On utilise une électrode de référence avec un potentiel constant et connu (un barreau de cuivre dans une solution saturée de sulfate de cuivre - Cu/CuSO4 - donne une référence de +0.34 V).

Cette électrode est raccordée à un voltmètre à haute impédance. L'autre borne du voltmètre est reliée au réseau d'armature par un point où celui-ci est dénudé.

Pour que le circuit soit correctement fermé, il faut humidifier le béton en surface et assurer le contact avec l'électrolyte. Pour ce faire, le "pied" de l'électrode de référence est constitué d'un matériau poreux (bois, éponge,..) constamment humecté par le liquide électrolytique.

La tension mesurée au voltmètre - de laquelle il faudrait formellement soustraire la tension interne de l'électrode de référence - est appelée **potentiel de corrosion.** Généralement cependant, la tension de l'électrode est laissée dans la valeur résultant de la mesure.

La mesure est ponctuelle.
Cependant, l'électrode placée en surface embrasse une certaine zone de l'armature, et cette zone augmente avec l'épaisseur de l'enrobage.

D'autre part, il peut se trouver plusieurs points de corrosion dans un même secteur, générant autant de perturbations.
Il est donc préférable de parler de la technique de **mesure du champ de potentiel électrochimique.**

L'interprétation numérique des résultats se fait de manière assez empirique (voir 4.4.3), mais peut être cependant très efficace.
Bien qu'elle donne des résultats quantitatifs, cette méthode ne livre que des **informations qualitatives** sur la présence ou l'absence de zones corrodées.

b/ mesure d'impédance

Il est intéressant de mesurer la **vitesse de corrosion.**

La corrosion est caractérisée par une tension - une différence de potentiel - entre le métal et le béton. La vitesse de corrosion sera fonction de l'intensité du courant que produit la migration des électrons du fer et des ions de l'oxygène dissout.
C'est ce courant que l'on cherche à mesurer. Or il n'est pas possible de le déterminer de l'extérieur puisqu'il y a équilibre entre le courant d'oxydation et le courant de réduction.

En introduisant dans le système une différence de potentiel supplémentaire $\Delta\varepsilon$ par rapport au potentiel de corrosion, il est possible de mesurer le courant produit Δi (de fait, courant supplémentaire par rapport au courant de corrosion).
On applique généralement un potentiel constant, différant de ± 10 mV du potentiel de corrosion (voir étude détaillée dans [432] et [433]).

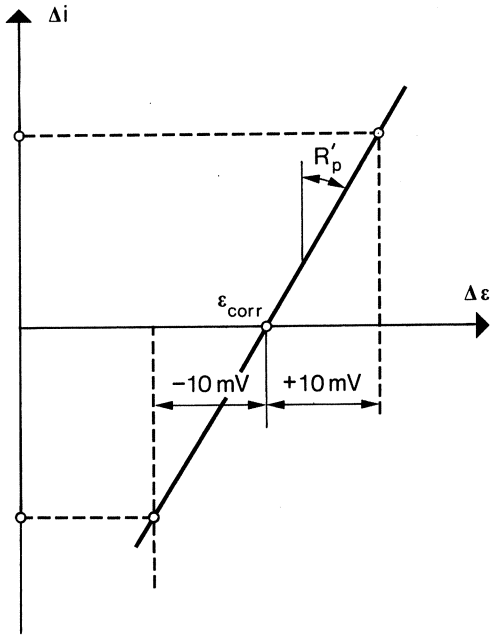


Fig. 4.33
Mesure de la résistance de polarisation

On définit la **résistance de polarisation** R'_P comme la pente de la courbe intensité - potentiel:

$$R'_P = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta i} = R_P + R_\Omega$$

où R_P = résistance de polarisation du métal

R_Ω = résistance électrique du béton

On peut tirer l'intensité du courant de corrosion:

$$i_{corr} = \frac{B}{R_P} = \frac{B}{R'_P - R_\Omega} \qquad [m\Delta/cm^2]$$

où B est une constante tenant compte du potentiel de corrosion.

La vitesse de corrosion est donc inversément proportionnelle à la résistance de polarisation.

Cependant, la résistance électrique du béton joue un rôle qui peut varier d'un endroit à l'autre. Il faut donc chercher à la déterminer de manière univoque.

On impose au système une **tension alternative**, en balayant un spectre de fréquences:

$$\varepsilon(\omega,t) = \varepsilon_{corr} + \Delta\varepsilon(\omega,t)$$

où $\omega = 2\pi f$, f variant de manière discrète entre 1 mHz et 10 kHz.

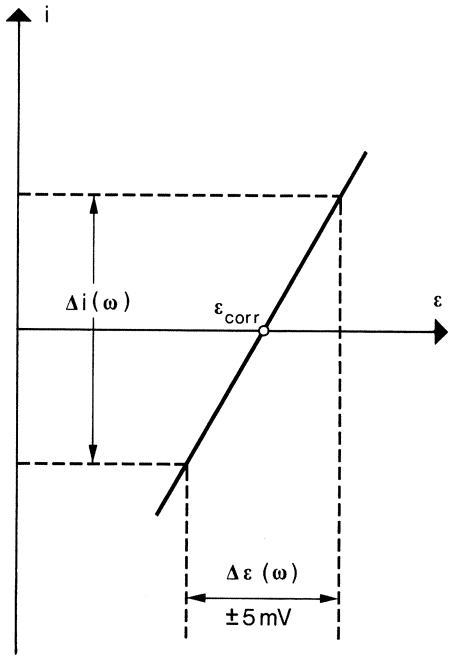


Fig. 4.34
Mesure d'impédance

Le courant résultant $\Delta i(\omega,t)$ a la même fréquence que la perturbation de tension $\Delta\varepsilon(\omega,t)$, mais montre en général un déphasage ϕ.

L'**impédance** du système, pour une fréquence donnée, est définie par:

$$\underline{Z}(\omega) = \frac{\Delta\varepsilon(\omega)}{\Delta i(\omega)} = \left|\frac{\Delta\varepsilon}{\Delta i}\right| \cdot \exp(-j\phi)$$

où $\Delta\varepsilon$, Δi et ϕ peuvent être mesurés.

Mais on peut également écrire :

$$\underline{Z}(\omega) = R_\Omega + \frac{R_P}{1 + j\omega \cdot R_P \cdot C}$$

dans le cas de systèmes de corrosion simples.

Dans l'analyse aux limites, on peut déterminer de manière univoque les paramètres principaux:

$\omega \to \infty$: $Z = R_\Omega$

$\omega \to 0$: $Z = R_\Omega + R_P = R'_P$

Il est donc possible de déterminer parfaitement la vitesse de corrosion (voir cas du courant continu).

4.4.2 Essais réalisés

a/ mesure du champ de potentiel

Il existe, dans le commerce spécialisé, un appareillage complet permettant l'exécution de telles mesures.
Des essais in situ ont été effectués par le bureau d'ingénieurs-conseil H.U.Peter, à Zürich, et par l'Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion (IBWK) de l'ETHZ.

L'appareil est constitué de 8 cellules (électrodes de référence Cu/CuSO4) qui peuvent être montées en ligne ou par groupes de 4.

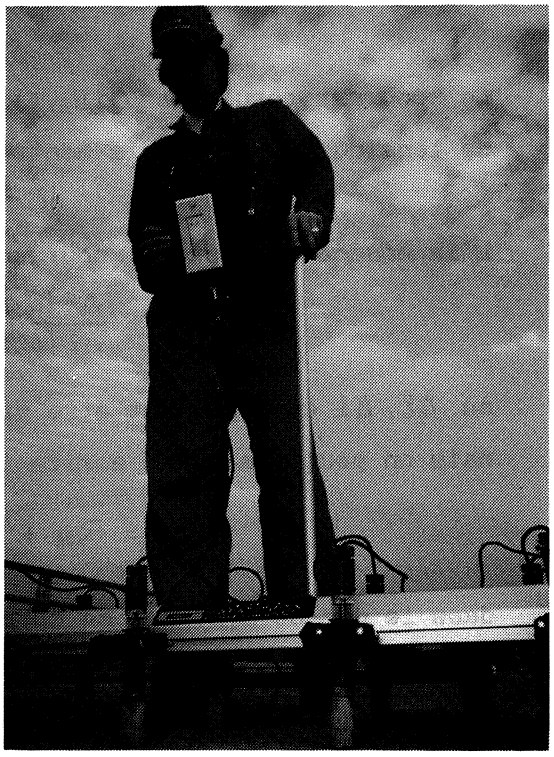


Fig. 4.35
Appareillage de mesure du potentiel électrochimique

L'utilisation simultanée de plusieurs cellules permet d'augmenter sensiblement le rythme de mesure, par rapport à l'utilisation d'une cellule unique.
La rapidité du travail varie considérablement selon les conditions d'accès. On distinguera trois cas, dans l'ordre croissant de difficulté d'exécution:

- face supérieure de dalle,
- paroi verticale ou inclinée,
- face inférieure de dalle.

C'est cependant le premier cas qui est le plus souvent appelé à être exécuté.
Si l'on considère le montage en ligne (huit cellules sur une barre de support d'environ 1 m), on peut exécuter 50 mesures par m2 (maille de 15 cm x 15 cm) et couvrir environ 100 m2 par heure.
Cette valeur descendra jusqu'à moins de 20 m2 par heure si les conditions sont défavorables.
Avec les travaux de préparation, on peut compter un résultat journalier de 100 à 300 m2.

Pour les faces supérieures des dalles, il est possible de remplacer les éponges assurant le contact avec la surface par un système permettant un roulement. On évite ainsi les mouvements répétés d'application et de décollement des cellules à chaque ligne de mesure. La mesure peut être faite presque en continu.

Le contact doit être assuré avec le béton. Pour ce faire, la surface à ausculter devrait si possible être préalablement soigneusement humidifiée; on risque sans cela la création d'un film d'air à haute résistance électrique.

Le contact électrique avec l'armature est établi avec un câble de raccord pouvant atteindre 30 m, ce qui théoriquement permet d'ausculter près de 3000 m2 avec un seul point où l'armature doit être mise à nu.
Les essais réalisés ont montré que le courant électrique arrive toujours à trouver un cheminement dans le réseau de la nappe d'armature considérée. Il n'est donc pas nécessaire de dénuder spécifiquement la barre contrôlée. Les joints de dilatation, par contre, forment une coupure inévitable dans ce réseau électrique.

Il n'est pas inutile de mettre en évidence le fait qu'une telle technique est inutilisable s'il y a une couche isolante entre la barre et la surface (étanchéité, peinture, armature avec protection époxy,..).

L'appareil de mesure proprement dit est entièrement automatisé.

Pour chaque cellule, le résultat donné est la moyenne de plus de 100 mesures du même point.

Les résultats sont fournis sous deux formes :

- **forme graphique** : chaque point de mesure est représenté par un segment dont l'épaisseur varie en fonction du potentiel mesuré. On obtient une bande de papier de 4 à 8 colonnes;
- **forme numérique** : les valeurs mesurées (mV) sont stockées dans l'appareil et il est possible, moyennant un interface (RS-232), de les transférer à un ordinateur où elles pourront être traitées selon les voeux de l'utilisateur.

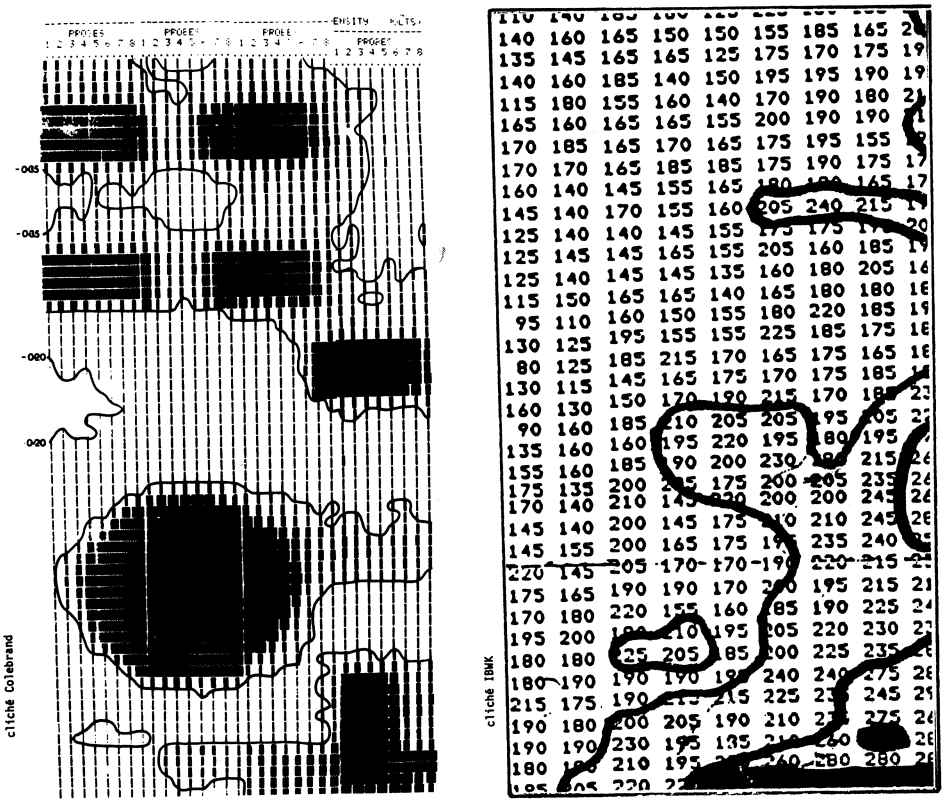


Fig. 4.36
Sortie des résultats
a/ forme graphique (directe)
b/ forme numérique (via interface)

L'impression graphique (version standard de l'appareil testé) peut être effectuée à deux moments :

- **après chaque mesure,**
- **après une certaine surface.**

Le temps nécessaire à l'impression freine le rythme de lecture; le choix d'une technique ou de l'autre est fonction des conditions locales d'exécution de la mesure.

L'appareil testé présente le désavantage de ne pas permettre la modification de la gamme de mesure. La sensibilité ne peut pas être adaptée aux caractéristiques du béton d'enrobage (épaisseur, humidité,..).

D'autre part, la position des points de mesure doit être relevée de manière séparée et l'appareil ne tient aucun protocole des points effectivement mesurés.

b/ mesure de l'impédance

Cette technique est développée par l'Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion (IBWK) de l'ETHZ [432].

Elle se trouve encore au stade expérimental.

L'appareillage réalisé comprend 4 parties :

- un système de mesure de potentiel, pour déterminer le potentiel de corrosion règnant au point de mesure,
- un générateur de tension alternative dont on peut modifier la fréquence (1 mHz à 10 kHz),
- une électrode de mesure en surface du béton (1 dm2 avec interface humide),
- un analyseur permettant la mesure de la variation de potentiel, du courant et du déphasage.

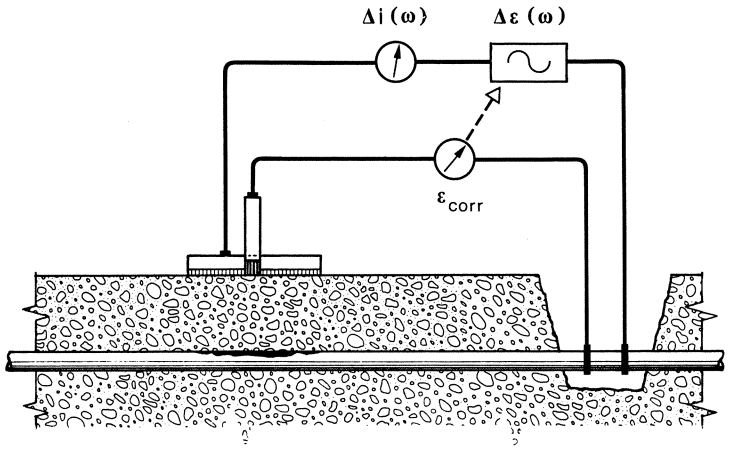


Fig. 4.37
Appareillage de mesure de l'impédance (principe)

Le système d'électrode est modifié (milieu liquide) pour des essais d'éprouvettes en laboratoire.

En 1985 et 86, des barres d'armature ont été noyées dans des ouvrages neufs et anciens. Elles ont différentes caractéristiques concernant leur contact électro-chimique avec le béton environnant et l'armature structurale.
Elles permettront, dans les années à venir, de tester le matériel développé.

Au stade actuel de développement, une mesure ponctuelle prend environ 45 minutes. C'est le balayage des fréquences qui le rend nécessaire.
On peut escompter que ce temps sera diminué avec le perfectionnement du matériel, mais on peut difficilement envisager de franchir la limite des 5 minutes.

4.4.3 Modes d'interprétation

a/ mesure du champ de potentiel

Les valeurs issues de la mesure de potentiel sont généralement interprétées empiriquement. On se réfère d'habitude aux indications données par les normes américaines ASTM C 876-80.

état de corrosion	genre d'électrode : $Cu/CuSO_4$	genre d'électrode : Calomel
pas de corrosion (probabilité 90%)	$\varepsilon > -250$ mV	$\varepsilon > -190$ mV
incertain		
corrosion effective (probabilité 90%)	$\varepsilon < -350$ mV	$\varepsilon < -290$ mV

Fig. 4.38
Valeurs numériques pour l'interprétation des résultats

Le reproche a été fait à cette méthode que les valeurs mesurées se situent souvent dans la zone incertaine des tensions comprises entre -250 mV et -350 mV.

Il faut au préalable tenir compte d'un certain nombre de facteurs influençant les résultats.
Tout d'abord le béton d'enrobage : son épaisseur, ses caractéristiques physiques, son humidité peuvent jouer un rôle non négligeable dans la résistance électrique qu'il présente. Il est donc risqué, comme le montrent des expériences pratiques [532], d'utiliser sans autres précautions les mêmes critères de jugement pour des ouvrages différents. Il est préférable de travailler de manière relative (zones saines - zones mauvaises) que de manière absolue.

D'autre part, la mesure n'est pas parfaitement ponctuelle. En effet, l'électrode de référence saisit les potentiels correspondant à une certaine surface, respectivement une certaine longueur de barre. Cette zone d'action croît avec l'épaisseur de béton, mais n'est pas quantifiable car elle varie avec les caractéristiques de ce béton.

Par ailleurs, un point de mesure n'est que rarement soumis au champ de potentiel d'une seule zone corrodée. Il se produit des interférences entre différents champs de potentiel, d'où des distorsions de ceux-ci.

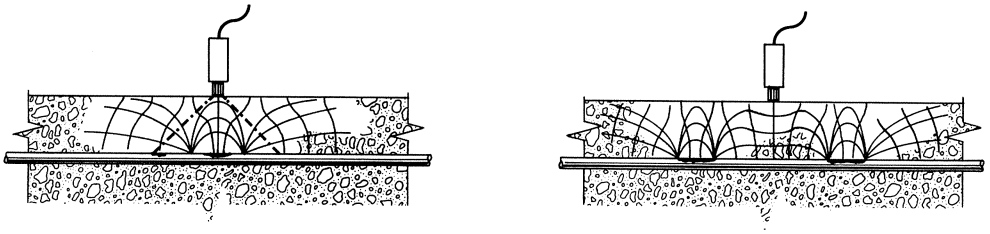


Fig. 4.39
Perturbations de la mesure ponctuelle
a/ diffusion
b/ interférences

Il semble nettement préférable, sur la base des résultats graphiques ou numériques, d'établir une "cartographie" de la surface inspectée.
On peut rapidement ainsi définir les zones libres de corrosion et celles sûrement attaquées, en prenant par exemple des critères très sévères pour la limite du potentiel de corrosion. On se rend compte alors que les zones incertaines sont en général relativement limitées et non décisives dans les critères de l'état général.

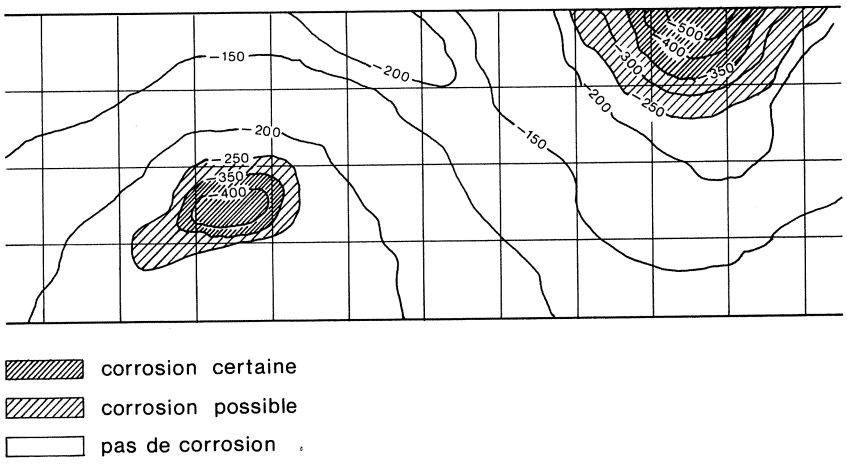


Fig. 4.40
Cartographie de l'état de corrosion

Une telle procédure permet de quantifier la part de l'ouvrage atteinte par la corrosion.
Elle facilite également la planification des travaux d'assainissement. Le repiquage des zones sûrement corrodées sera poursuivi dans les zones incertaines jusqu'à atteinte de l'armature saine.

b/ mesure de l'impédance

La technique de la mesure de l'impédance n'est pas concurrente, mais complémentaire de celle de mesure du champ de potentiel. Elle en a besoin:

1. pour localiser les zones corrodées,
2. pour déterminer le potentiel de corrosion.

La méthode étant actuellement en développement, il n'est pas encore possible de définir une méthodologie d'interprétation systématique.

Cependant, on peut dégager les tendances suivantes:

- la mesure de l'impédance permet de déterminer l'intensité du courant de corrosion au moment de la mesure; on peut en déduire la vitesse de corrosion (quantité instantanée de métal transformé en rouille);

- la comparaison entre des mesures échelonnées dans le temps permet de juger l'accélération ou le ralentissement du phénomène;
- une "intégration" entre deux mesures consécutives permet d'apprécier la quantité de métal transformé en rouille et d'en déduire la réduction de section.

Il faut cependant être conscient que, comme pour la mesure du champ de potentiel, le résultat n'est pas ponctuel. On obtient la valeur moyenne d'une certaine surface.
On risque donc d'obtenir des valeurs semblables pour une zone légèrement, mais uniformément corrodée, et pour une zone localement, mais profondément attaquée par piqûres.

4.4.4 Conclusions intermédiaires

La méthode de **mesure du champ de potentiel** est actuellement la seule technique non destructive qui permette de détecter la corrosion des barres d'armature.
L'appareillage existant sur le marché permet, moyennant une bonne systématique de travail, de définir avec une précision satisfaisante les zones altérées.
La technique de "cartographie" (établie manuellement ou par ordinateur) semble être le mieux à même de remplir rationnellement les objectifs cherchés.

On ne peut cependant pas envisager de contrôler ainsi tout l'ouvrage, lors de chaque inspection périodique.
Il faut se limiter à un certain nombre de zones-échantillons (chacune de 4 m2 par exemple). Elles seront choisies en fonction de:

- leur répartition judicieuse sur l'ouvrage,
- leur risque élevé de corrosion (zones exposées),
- autres paramètres laissant craindre l'existence de corrosion (coulures, carbonatation).

La méthode de mesure de l'impédance n'est pas encore suffisamment développée pour que l'on puisse juger de son application concrète dans la surveillance.
On peut cependant dire qu'elle est à réserver pour des cas de corrosion déjà mis en évidence par la méthode du champ de potentiel.
On l'utilisera donc plutôt dans le suivi de l'évolution des dégâts que dans l'inspection d'un ouvrage a priori sain.
La poursuite de son développement est souhaitable.

Dans l'état actuel des matériels utilisés, il n'est pas possible de contrôler la corrosion des câbles de précontrainte. En effet, les gaines métalliques, l'armature environnante et l'importance de l'enrobage forment un écran par trop perturbateur.

4.5 EFFICACITE DE L'ETANCHEITE

4.5.1 Procédés d'exécution

On peut retenir cinq méthodes possibles pour contrôler a posteriori l'efficacité d'une étanchéité :

- contrôle visuel,
- mesure par ultra-sons (échographie),
- mesure par radar,
- thermographie,
- nucléodensimétrie.

a/ contrôle visuel

C'est une partie de la détection des dégâts apparents (voir 4.1).
On s'attache essentiellement à repérer:

- les taches d'humidité et les coulures de rouille à la face inférieure des dalles de roulement,
- le faïençage, les tassements ou les trous du revêtement,
- les décollements près des bordures ou des joints,
- les efflorescences, coulures et concrétions.

Ces symptômes visibles ne sont cependant d'une aide que très partielle car, d'une part, il se produisent à un stade déjà avancé de la dégradation et, d'autre part, les "résurgences" n'ont lieu que très rarement au droit du défaut d'étanchéité.

Si l'on veut procéder à un décapage du revêtement pour observer directement l'étanchéité, il est préférable d'ouvrir une fenêtre (par exemple de 80 cm x 80 cm) que de prélever une éprouvette. En effet, une prise d'éprouvette risque de tomber fortuitement sur une zone saine au milieu d'un secteur altéré, tandis qu'une fenêtre d'une certaine dimension permet d'obtenir une meilleure vue d'ensemble. Par ailleurs, il sera plus facile de colmater soigneusement et efficacement la fenêtre (réparation en écailles ou en escaliers) que le trou de l'éprouvette.

b/ mesure par ultra-sons

Le procédé consiste à générer des trains d'ondes ultra-sonores (environ 50 kHz) et à analyser le signal reçu en écho (d'où le terme couramment utilisé d'**échographie**) avec un récepteur situé dans ou à proximité immédiate de la tête d'émission.

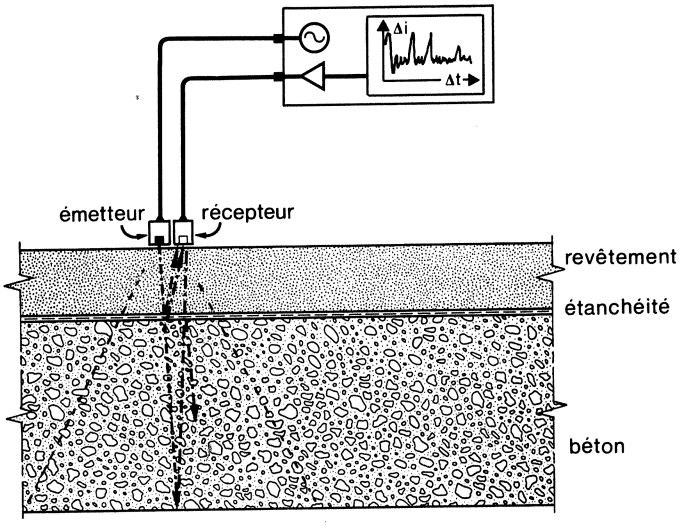


Fig. 4.41
Principe de l'échographie

Deux aspects doivent être analysés:

- les temps de parcours (aller et retour) de l'onde sonore pour les différents échos,
- l'intensité résiduelle du signal.

Un écho est généré à l'interface marqué de deux matériaux de compacités différentes. Dans l'épaisseur du "sandwich" qu'est un tablier de pont, il faut que l'appareillage puisse saisir tous ces échos et non seulement le temps de réflexion au premier interface.

L'atténuation du signal varie selon les matériaux traversés. Si l'on veut pouvoir juger les caractéristiques relatives (par exemple béton sec ou béton humide), il faut pouvoir disposer de la mesure d'intensité résiduelle de chacun de ces échos.

Par conséquent, un simple affichage numérique du temps de parcours au premier écho est insuffisant pour une telle application; il faut

pouvoir disposer d'une image complète (temps et intensité) du signal en retour (image sur tube cathodique par exemple).

La **méthode** repose donc sur:

- la localisation de poches d'air ou d'eau entre étanchéité et béton (interface);
- la localisation de zones de béton de compacités différentes par suite d'absorption d'eau ou de désagrégation (atténuation particulière du signal).

La mesure s'effectue ponctuellement; la recherche de dégâts sur l'ensemble du tablier doit donc se faire soit en un nombre fini de points (par exemple aux noeuds d'un réseau maillé plus ou moins dense), soit à intervalles rapprochés, le long d'un tracé prédéfini (par exemple lignes parallèles à l'axe du pont, espacées de 50 cm).

L'une des difficultés de réalisation de cette technique réside dans la transmission de l'impulsion ultra-sonore à la surface du revêtement. Dans l'utilisation courante des méthodes ultra-soniques (métallurgie, béton "auscultation dynamique"), la tête émettrice est plaquée directement sur le matériau, avec l'appoint d'un film de graisse ou de bentonite. Dans le cas d'un revêtement de pont, du fait des irrégularités de la surface et du grand nombre de points à mesurer, un tel principe est difficile à appliquer; on peut cependant obtenir des résultats satisfaisants en créant un film d'eau (apport en continu, directement à la tête de mesure, à partir d'un réservoir).

La réalisation industrielle d'un tel système se heurte encore à de nombreux obstacles technologiques.

c/ mesure par radar

L'utilisation d'un **radar de pénétration** ou **géoradar** est, dans son principe, similaire à la technique de réflexion sismique continue.

Les ondes générées et le signal en retour sont cependant fondamentalement différents.
Elles sont de type électromagnétique. Le choix de la fréquence est lié à la profondeur de pénétration, à la dimension et à la nature des objectifs que l'on veut atteindre. Elle se situe généralement entre 500 MHz et 1 GHz, pour les utilisations en génie civil, alors que les applications en géologie utilisent des fréquences plus basses.
La célérité de l'onde varie de $2 \cdot 10^7$ à $30 \cdot 10^7$ m/s, selon les matériaux traversés.

Un **radar impulsionnel** génère, à un rythme d'environ $50 \cdot 10^3$ fois par seconde, des trains d'ondes de courte durée (environ 2 ns).
Un écho est créé à l'interface de deux matériaux de constante diélectrique ou de conductivité différentes.

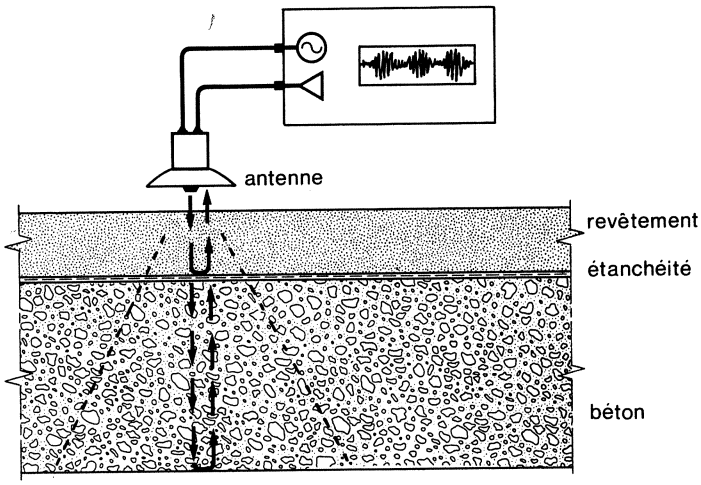


Fig. 4.42
Principe de la mesure par radar

Trois aspects doivent être analysés:

- la profondeur des différents échos (temps de parcours),
- la fréquence et la signature des échos,
- l'absorption du signal (atténuation).

La **méthode** repose donc sur:

- les contrastes diélectriques;
- la mesure de l'épaisseur des différentes couches;
- la netteté de l'interface diélectrique.

On peut sans problème faire les mesures en continu, selon un tracé en plan quelconque ou prédéfini, et on obtient ainsi des "coupes verticales" dans la dalle de roulement ou de tout autre structure.

Le système est indépendant d'un contact avec le revêtement; l'air ne constitue pas un obstacle; cependant, le choix d'antennes adéquates est nécessaire en fonction de la bande de fréquences et de la profondeur de pénétration que l'on cherche à obtenir.
Il est également possible de faire des mesures en transparence ou en réfraction.

d/ thermographie

Il s'agit de faire une prise de vue dans la **bande des infra-rouges**, au moyen de caméras et filtres spéciaux.

On obtient ainsi un rendu graphique des variations de température en surface du revêtement, ou sous la dalle de roulement (intrados).

Selon les extrêmes de la plage de mesure que l'on veut saisir, il est possible d'atteindre une définition de 0.2 °C entre paliers.

Cette méthode cherche à mettre en évidence les différences résiduelles de température en surface (dues à l'accumulation thermique ou à l'évaporation) entre:

- le revêtement et le béton sec,
- le revêtement et le béton humide,
- le revêtement et le béton mouillé (saturé).

La réalisation de plusieurs clichés ou l'emploi d'un scanner (voir 4.5.2) permettent de couvrir rapidement toute la surface de l'ouvrage.

Pour des raisons évidentes, la mesure est effectuée de nuit ou par temps couvert afin de limiter l'influence d'un ensoleillement direct ou d'ombres portées.

e/ nucléodensimétrie

On applique une source radioactive, produisant des neutrons rapides, à la surface du revêtement et on mesure, à courte distance, le flux des neutrons lents réfléchis.

Les ions d'hydrogène ont en effet la propriété de ralentir très fortement les neutrons rapides.

On peut ainsi tirer des indications sur le taux d'humidité du matériau sous-jacent, mais il n'est pas possible de distinguer si l'eau se trouve dans le revêtement ou dans le béton.

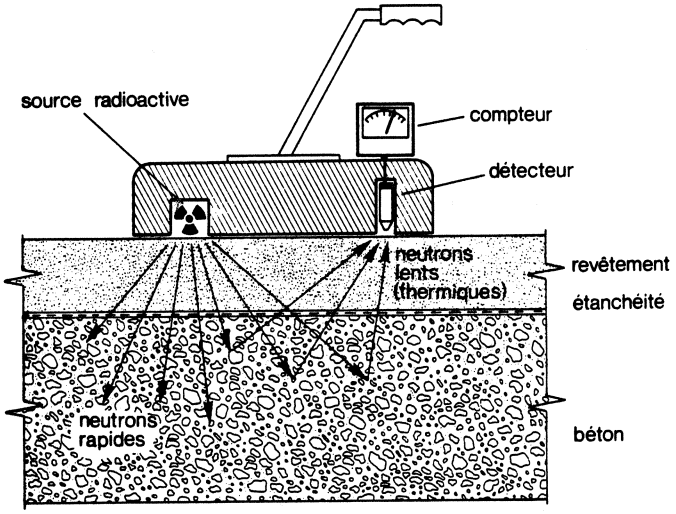


Fig. 4.43
Principe de la nucléodensimétrie

4.5.2 Essais réalisés

Les essais ont porté sur trois des méthodes nécessitant un appareillage, la détection visuelle ayant été traitée dans un autre contexte (voir 4.1).
Ils ont été réalisés par des firmes indépendantes de notre institut.

a/ échographie

Les essais sont réalisés par la maison Quality Control (Non Destructive Testing) SA, à Vevey, avec l'appui de l'IBAP.

Le système est encore en stade de début de développement. Les résultats ne sont encore que sommaires.

Les quelques essais effectués sur éprouvettes donnent des résultats satisfaisants: il est en effet possible de détecter très nettement des inclusions d'air d'environ 1 mm d'épaisseur.

On s'est cependant déjà rendu compte que l'appareillage devait avoir les caractéristiques suivantes:

- forte puissance d'émission (adjonction d'un amplificateur "booster" sur l'appareil d'ultra-sons utilisé, Sonatest UFD),
- fréquence d'émission règlable, afin de pouvoir adapter la longueur de l'onde générée à la dimension des défauts cherchés.

Il y a quelques difficultés à rendre compatibles les choix d'une faible longueur d'onde pour détecter de faibles décollements et d'une longueur d'onde assez grande pour permettre le pontage du film d'air en surface (mesure "à sec").

Les essais n'ont pas encore abordé l'effet de l'humidité sur l'atténuation de l'onde réfléchie.

b/ radar impulsionnel

Des essais ont été réalisés par le bureau Boscomer Services SA, ingénieurs-conseils, à Neuchâtel, avec l'appui de l'OFR.

Ils ont été effectués sur cinq ponts de la RN 2 dans la région de Lucerne.

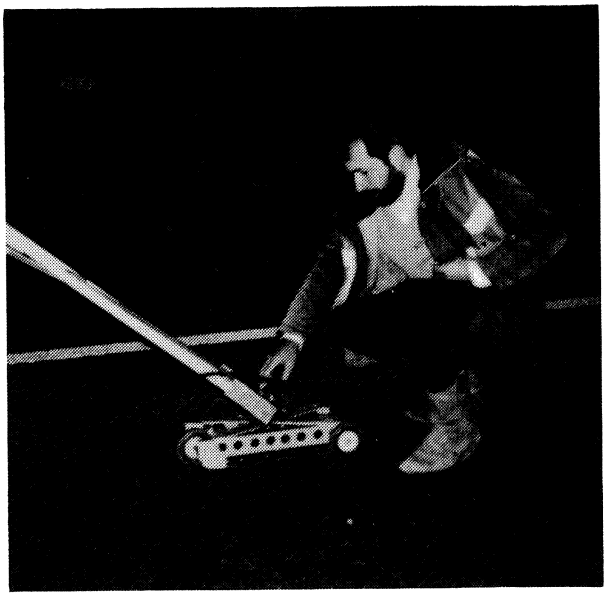
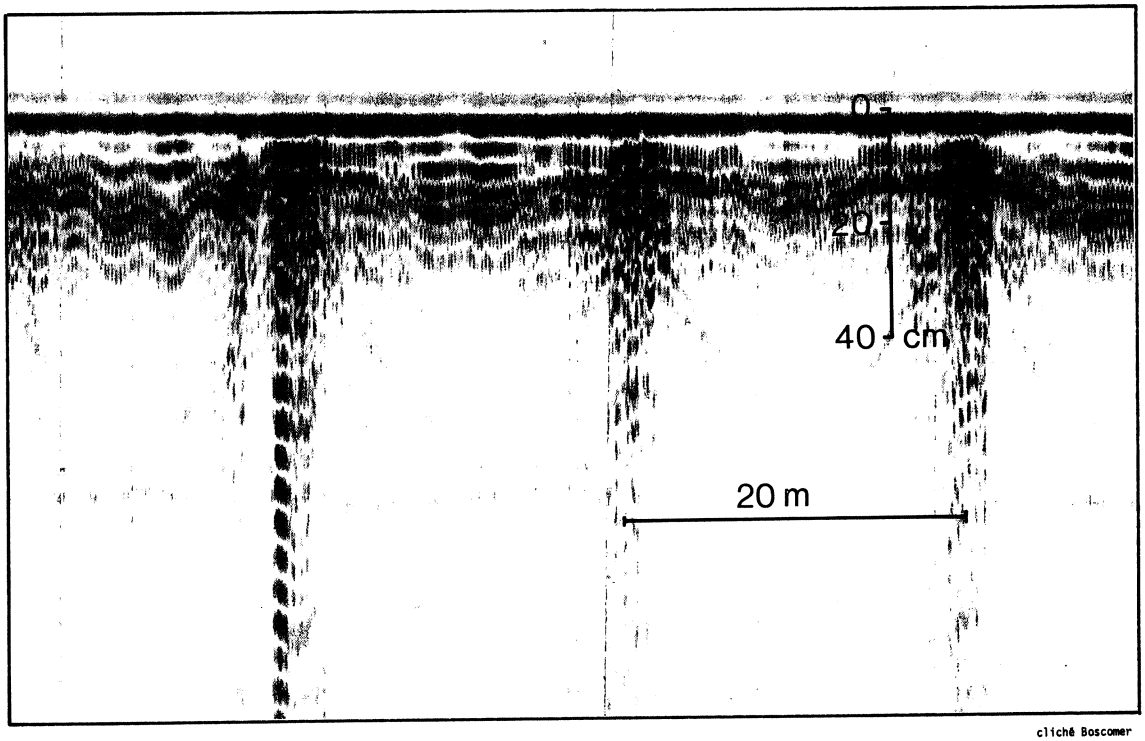


Fig. 4.44
Vue de l'appareillage radar (antenne mobile)

Il a été utilisé un géoradar GSSI ayant une antenne permettant une émission très dirigée de 900 MHz.
Le signal, après traitement, est enregistré sur papier.
Le système est monté sur remorque et est tracté à une vitesse d'environ 5 km/h.

Le nombre de profils exécutés sur chaque pont a été limité à 4, parallèlement à l'axe du pont, sur toute la longueur.



cliché Boscomer

Fig. 4.45
Exemple d'enregistrement par radar

La méthode, développée aux USA, est actuellement appliquée en Suisse sur des ponts, des tunnels, des fondations en béton armé, mais également en géologie.
C'est la seule méthode non-destructive actuellement existante pour effectuer un profil en continu dans l'épaisseur d'un structure.

c/ thermographie

Des travaux ont été réalisés par le bureau Boscomer Services SA, ingénieurs-conseils, à Neuchâtel. Ils ont été effectués conjointement à ceux du radar impulsionnel.

La caméra infra-rouge est montée dans un système de scanner optique. L'objectif saisit un champ de 5 mrad; le système tourne sur lui-même à 32 tr/s et autorise un balayage circonférentiel de 220°.
Le scanner est monté sur un véhicule et l'avance de celui-ci permet de balayer toute la surface du tablier. La vitesse de progression varie en fonction de la précision que l'on veut obtenir.

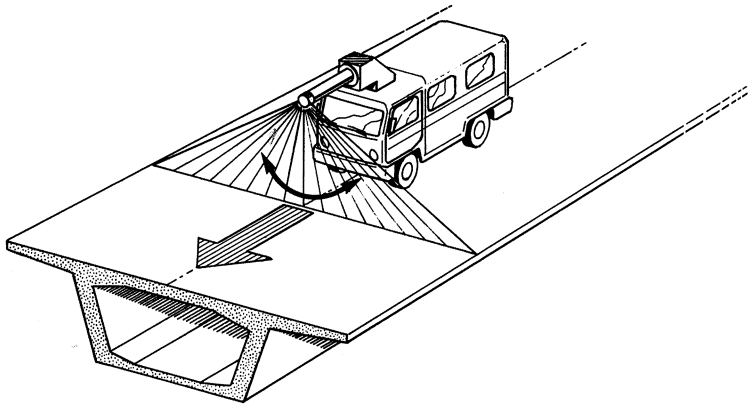
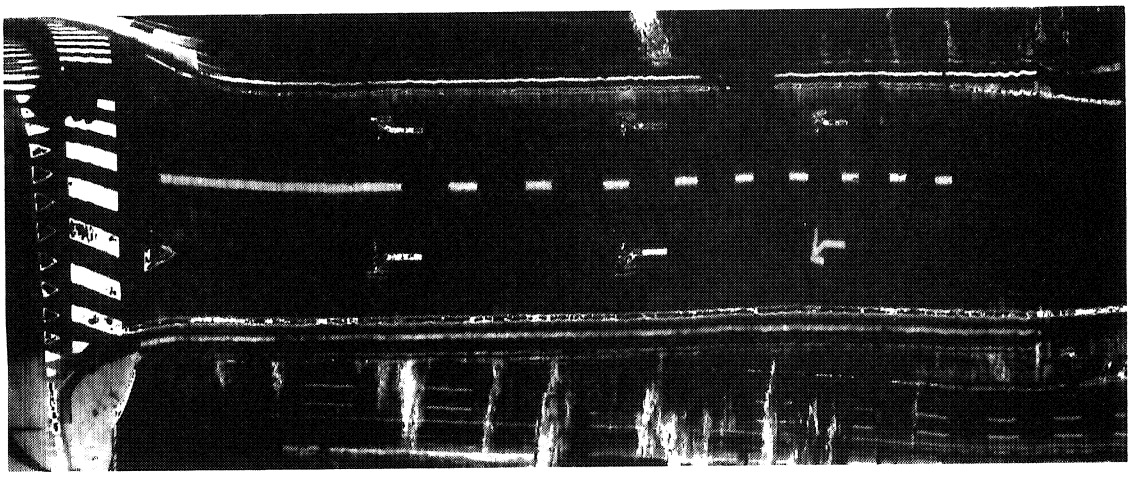


Fig. 4.46
Balayage du tablier par scanner optique

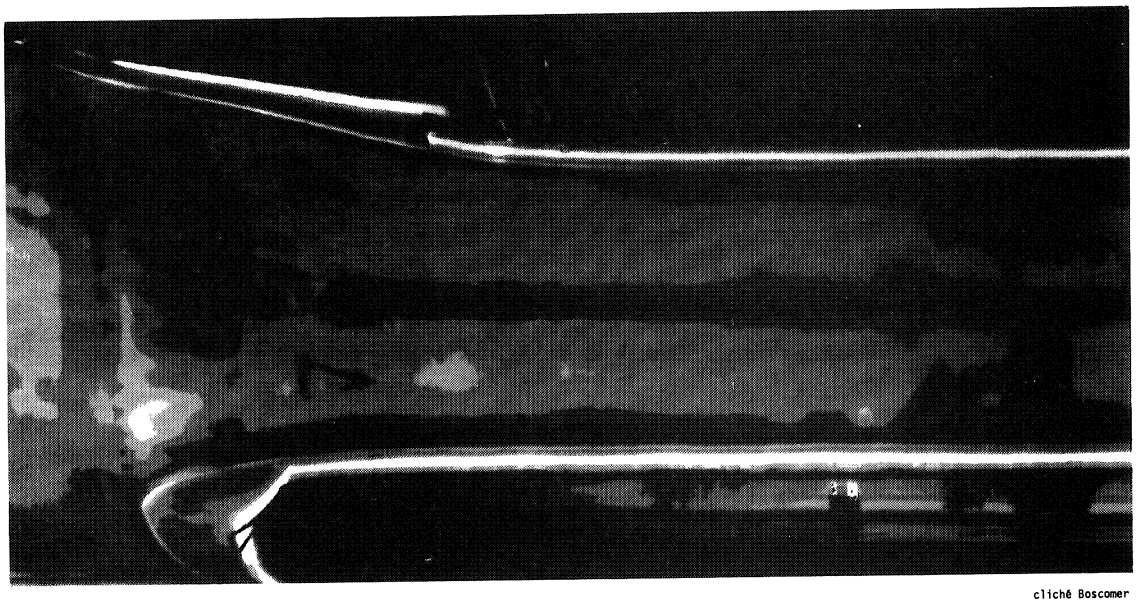
Les images sont enregistrées numériquement sur bande magnétique et sont restituées sur papier photo en laboratoire; il est ainsi possible de reconstituer toute la surface du revêtement.

L'installation utilisée permet d'effectuer, par le même principe, mais en opposition de phase, une prise de vue en lumière visible.

Une telle combinaison (lumière visible - infra-rouge) pourrait être étendue avec profit à l'ensemble de la structure, pour le contrôle de la surface (voir 4.1).



cliché Boscomer



cliché Boscomer

Fig. 4.47
Prises de vues par scanner optique
a/ en lumière visible
b/ en infra-rouge

Les mesures doivent être effectuées de nuit afin de limiter les influences thermiques extérieures.

4.5.3 Modes d'interprétation

a/ échographie

La célérité des ondes ultra-sonores est très variable d'un milieu à l'autre. A titre d'exemples, on peut donner les valeurs grossières suivantes:

. acier	v = 5920 m/s
. béton de très bonne qualité	> 4500 m/s
. béton de qualité moyenne	3800 m/s
. béton de mauvaise qualité	< 3000 m/s
. eau	1480 m/s
. air	330 m/s

L'interface entre deux matériaux de compacités et de caractéristiques mécaniques différentes va générer un écho. Celui-ci sera différent selon qu'on aura un interface étanchéité-béton ou un interface étanchéité-air-béton ou étanchéité-eau-béton.

D'autre part, l'atténuation du signal varie fortement selon les milieux traversés.
L'atténuation de l'intensité du signal est donnée par:

$$I = I_o \cdot e^{-2\alpha d}$$

où I = intensité mesurée à une distance d de l'émetteur

I_o = intensité mesurée près de l'émetteur
(à 3 ou 4 longueurs d'onde, pour pouvoir négliger les effets de surface)

α = facteur d'atténuation

Le facteur d'atténuation dépend du type de matériau traversé ainsi que de la fréquence émise.

Il y a également un saut dans l'intensité à chaque interface, car l'onde incidente se sépare en onde transmise et en onde réfléchie. La répartition de l'énergie entre ces deux dépend des caractéristiques relatives des deux matériaux adjacents.

On propose donc d'interpréter les résultats de la manière suivante:

1. repérer sur l'écran ou son enregistrement l'écho correspondant à l'interface étanchéité-béton.
   Si cet écho est perturbé (double, triple,..), cela peut être le signe d'une discontinuité dans l'interface, par exemple la présence d'un film d'air, ce qui peut être un premier signe de dégât (dans le cas d'une étanchéité collée);

2. déterminer l'atténuation du signal dans le béton sous-jacent et établir une carte de cette atténuation en interpolant (méthode de krigeage) entre les différents points de mesure.
   Le résultat doit donner une représentation similaire à la cartographie de corrosion (voir 4.4.3).

Les zones présentant une différence marquée d'avec le reste de la surface (forte augmentation de l'atténuation) peuvent signaler:

- une modification locale des caractéristiques ou de l'épaisseur du revêtement, ce qu'il est possible de contrôler assez aisément (interprétation des échos ou contrôle visuel par forage);
- une altération de la compacité du béton sous-jacent, consécutive à une désagrégation de celui-ci ou à la présence d'eau.

b/ radar impulsionnel

La constante diélectrique relative ε_r varie d'un matériau à l'autre. Les valeurs suivantes sont données à titre d'exemples et dépendent de la température, du degré d'humidité,...:

. eau	$\varepsilon_r = 80$
. sable sec	5
. sable saturé	30
. béton sec	6
. béton humide	20

La célérité de l'onde électromagnétique et l'amplitude de l'écho seront influencées par ces caractéristiques.

On a en effet:

$$v = \frac{c}{\sqrt{\varepsilon_r}}$$

$$a = k \cdot \frac{f}{c} \cdot \sqrt{\varepsilon_{r\,I} - \varepsilon_{r\,II}}$$

où v = célérité de l'onde électromagnétique dans le milieu considéré,

c = célérité de l'onde électromagnétique dans le vide,
= $3 \cdot 10^8$ m/s,

a = amplitude de l'onde réfléchie à l'interface entre les milieux I et II,

k = constante dépendant de la puissance d'émission,

f = fréquence d'émission.

Le signal reçu en retour comprend deux paramètres pour chaque écho, c'est-à-dire chaque demi-longueur d'onde ($\lambda/2 = v/2f$):

- le temps de parcours (aller - retour) cumulé à travers les divers matériaux traversés,
- l'amplitude de l'onde réfléchie.

En calibrant l'appareillage de mesure, il est possible de ne faire ressortir que les zones dépassant une certaine amplitude.

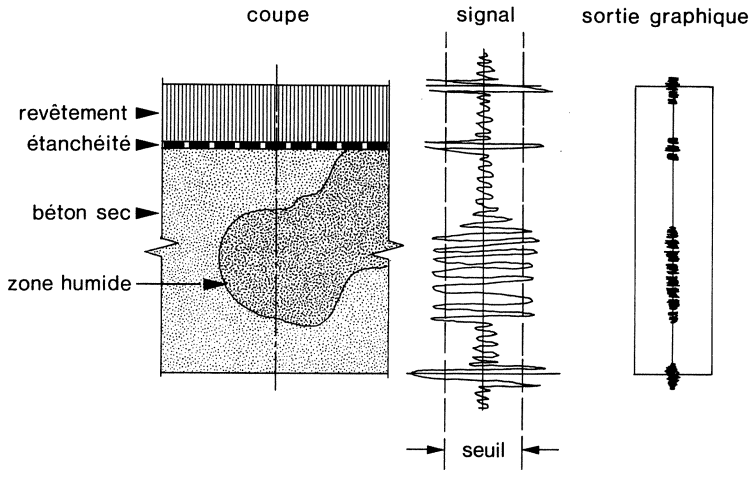


Fig. 4.48
Interprétation du signal radar

Il est ainsi possible, le long d'un profil, de déterminer les zones où le béton est humide.

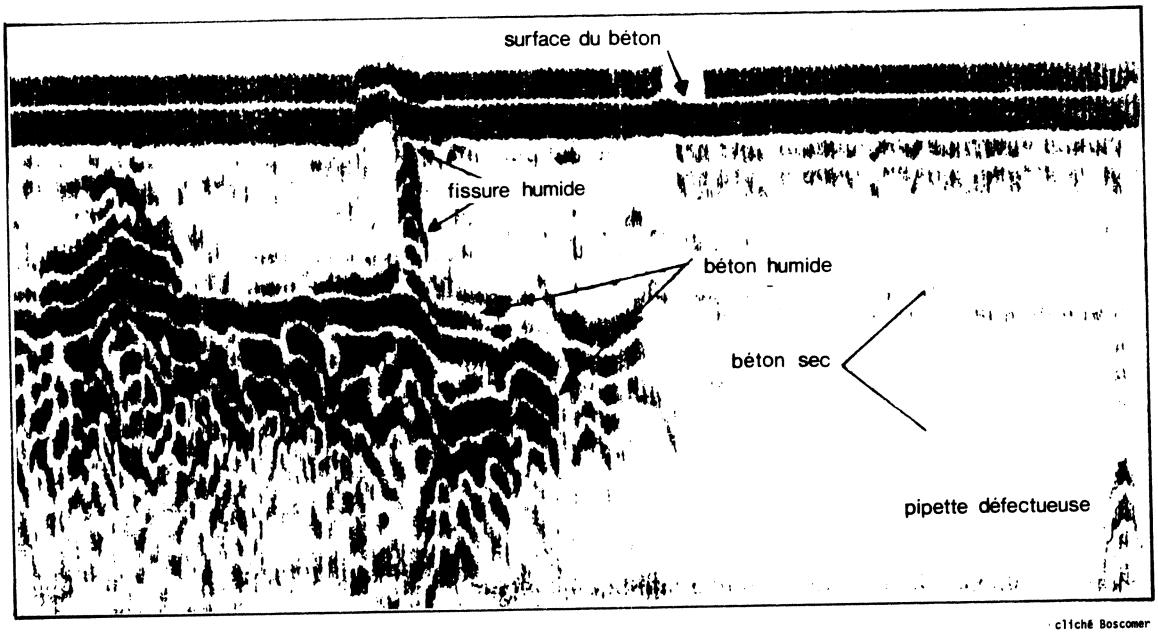


Fig. 4.49
Détermination des zones humides

En établissant un nombre suffisant de profils, on peut déterminer l'ensemble des zones du tablier présentant des risques de défectuosité de l'étanchéité.

Il est également possible ,sur la base des différentes coupes verticales, de passer au stade cartographique mentionné pour l'échographie.

c/ thermographie

Les clichés pris en infra-rouge peuvent s'interpréter beaucoup plus directement.

Les zones claires d'un cliché noir-blanc révèlent des endroits plus chauds que la moyenne, tandis que les zones foncées révèlent des endroits plus froids.

De manière simplifiée, on peut dire que, pour un cliché infra-rouge d'un tablier de pont:

- l'ensemble du tablier aura une même température moyenne, dépendant des conditions atmosphériques;
- une zone plus chaude ou plus froide peut être le signe d'une stagnation d'eau (inertie thermique d'une certaine masse de liquide ayant une chaleur spécifique plus élevée que celle du béton);
- une zone plus chaude ou plus froide peut marquer un endroit où le béton est simplement humide (évaporation en cours, d'où "pompage" de chaleur).

Une telle forme d'interprétation doit cependant être soigneusement adaptée à chaque cas particulier, eu égard notamment aux conditions locales et à la situation atmosphérique (ensoleillement, gel, pluie,..).

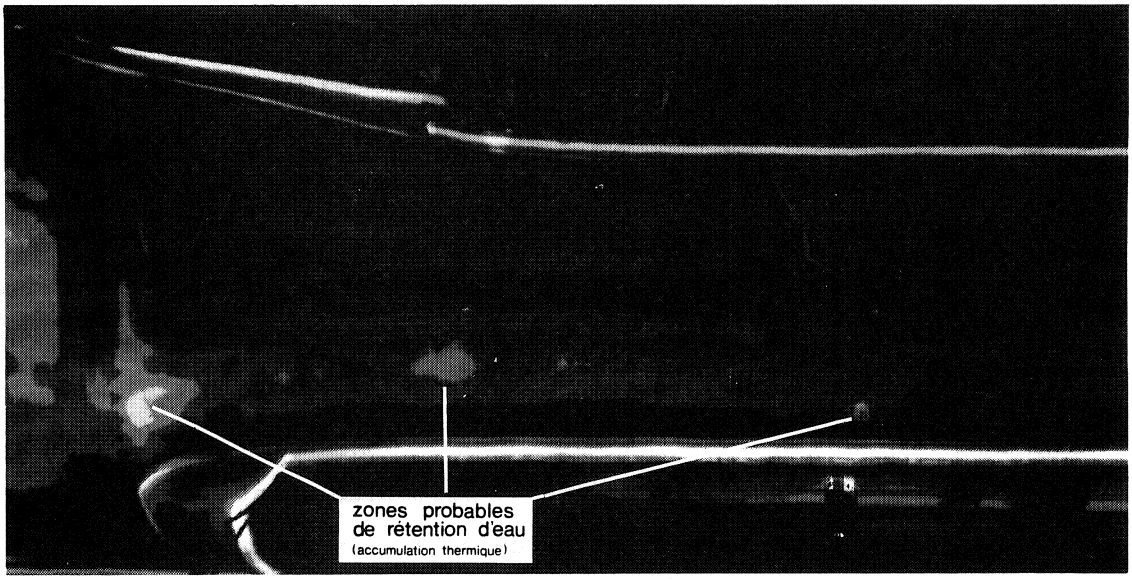


Fig. 4.50
Interprêtation d'un cliché infra-rouge

Dans ce cliché, on constate que les marquages de circulation de la chaussée sont plus froids. En effet, ce cliché a été pris en soirée et le marquage blanc a, durant la journée, mieux réfléchi le rayonnement solaire que l'enrobé bitumineux noir, et limité ainsi l'accumulation de chaleur dans le revêtement et le béton sous-jacents.

4.5.4 Conclusions intermédiaires

Les différentes méthodes proposées sont prometteuses. Au stade actuel de leur développement, il est cependant encore difficile d'en mettre en évidence une seule au détriment des autres.
Une évolution est encore nécessaire, notamment pour une meilleure rentabilité dans le traitement des résultats.

Il faut poursuivre dans ce domaine.

On peut dégager toutefois un certain nombre de principes:

- les mesures ponctuelles (ultra-sons, géoradar, nucléodensimétrie) doivent être effectuées en suffisamment de points pour assurer une interpolation sûre;
- ces méthodes ne se prononcent pas tant sur l'étanchéité elle-même que sur les répercussions sur le béton sous-jacent (humidité);
- les mesures doivent être effectuées après une période de pluie (afin que l'étanchéité défectueuse ait laissé filtrer l'eau dans le béton ou l'interface), mais après que l'eau imbibée dans le revêtement se soit évaporée;
- la nucléodensimétrie et la thermographie ne sont pas à même de distinguer si l'humidité est dans le revêtement ou dans le béton, à moins de faire la mesure à la face inférieure de la dalle.

La méthode optimale consiste vraisemblablement à combiner deux techniques, l'une permettant de détecter les zones critiques, l'autre devant affiner localement les résultats.
La thermographie et la nucléodensimétrie font partie du premier groupe, tandis que l'échographie et le géoradar sont plutôt à réserver pour le second groupe.

4.6 SUIVI DES FLECHES

4.6.1 Procédés d'exécution

Le suivi des flèches du tablier consiste à déterminer, par des mesures périodiques, l'évolution des déformations de la superstructure de l'ouvrage.

On parle aussi parfois de "**suivi topographique**".

La mesure des tassements et des déplacements des fondations est à considérer séparément.

Il s'agit donc d'effectuer un **nivellement** du tablier. On peut distinguer deux formes de rattachement:

- **nivellement absolu:** la référence est extérieure à l'ouvrage; on obtient la variation d'altitude de chacun des points mesurés. Cette technique permet de combiner mesure des flèches et mesure des mouvements de l'infrastructure. Cependant, l'acquisition d'un point de repère sûr est souvent compliquée et longue;
- **nivellement relatif:** la référence est choisie interne à l'ouvrage (par exemple une culée); on obtient des variations relatives d'altitude. Cette technique ne permet de juger les déformations que du tablier; il est évident qu'un tassement ou un déplacement global uniforme n'a pas de répercussions sur le comportement structural du tablier, celui-ci conservant sa géométrie. Il est toutefois possible de mettre en évidence des tassements ou des déplacements différentiels.

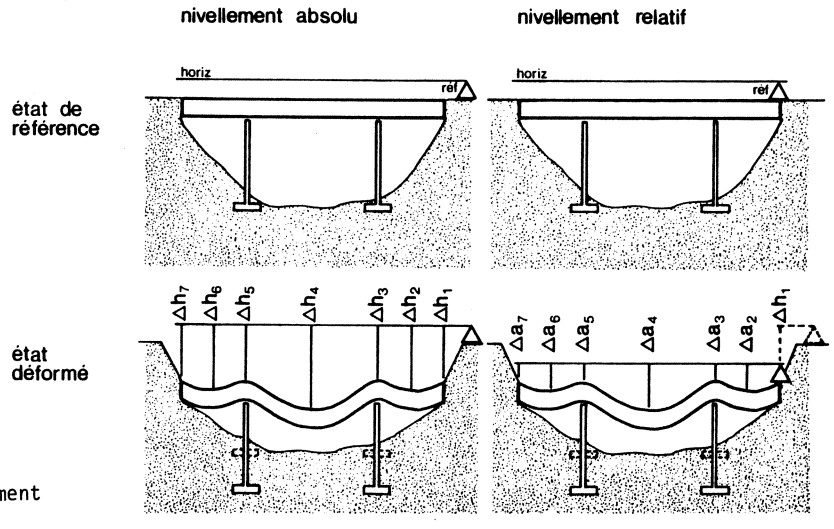


Fig. 4.51
Rattachements du nivellement

Les **sections de mesure** doivent être choisies au minimum:

1. au droit des piles et culées,
2. à mi-portée de chaque travée,
3. aux quarts des travées importantes.

On a intérêt à disposer du maximum possible de points de mesure afin de pouvoir reconstituer aisément la déformée du tablier. En effet, les déformations à long terme d'un ouvrage ne respectent pas toujours les lois de calcul en stade élastique, et, dans certains cas, il pourrait s'avérer faux de se contenter de faire passer une déformée quadratique par un nombre insuffisant de points et s'appuyer ainsi sur une ligne élastique qui soit bien différente de la réalité.

Le choix du nombre de sections de mesure dépendra finalement:

- de l'importance relative des travées,
- de la géométrie longitudinale de l'ouvrage,
- des variations des caractéristiques des sections,
- de la pente longitudinale de l'ouvrage (voir 4.6.2),
- des portées pratiques de l'optique de nivellement,
- de considérations financières.

Transversalement, les points de mesure peuvent être implantés en deux endroits possibles:

- sur les **bordures/parapets**: c'est le cas le plus courant. On évite ainsi d'endommager le revêtement et l'étanchéité (forage) et les points de mesure (chevilles,..) ne sont pas altérées par le trafic.
  Cette disposition des points de mesure répercute par contre le comportement transversal de la section, notamment des porte-à-faux (fléchissement par fluage, effets thermiques, torsion,..), ce qui vient se superposer à la déformation longitudinale cherchée. Les deux composantes deviennent alors difficiles à dissocier et à interpréter;

- au droit de la **structure porteuse longitudinale** (âmes, poutres): on obtient au mieux les résultats recherchés. L'implantation en est cependant souvent difficile (gêne et altération dues au

trafic, endommagement du revêtement et de l'étanchéité) car on se trouve alors presque systématiquement au milieu d'une voie de roulement.

Une telle implantation est donc souvent limitée à une application dans les ponts à caisson, où l'on peut fixer les repères de mesure sur les âmes et non pas sur la chaussée.

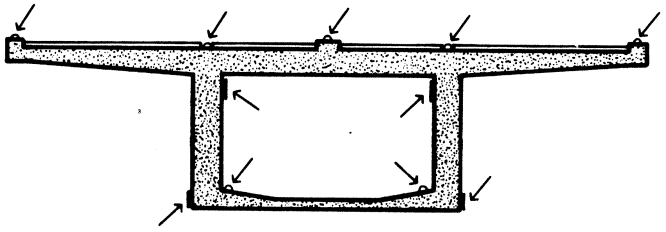


Fig. 4.52
Implantations possibles des points de mesure

Les mesures elles-même peuvent être exécutées de différentes manières:

a/ par **nivellement géométrique optique:** sur la dalle de roulement ou dans le caisson. Il faut utiliser un niveau de précision (type N-2) pour assurer une qualité suffisante des résultats.

Le niveau définit un plan horizontal de référence et on lit une échelle graduée placée au point de mesure.

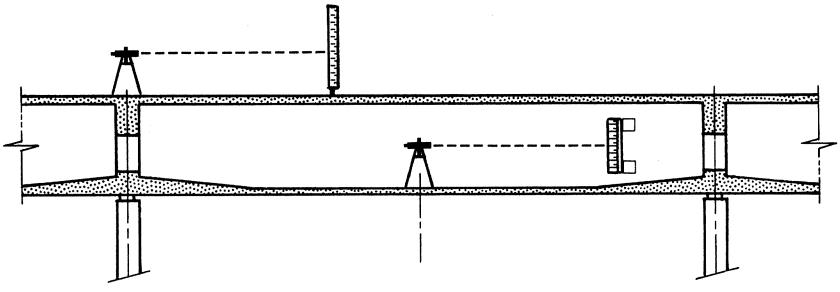


Fig. 4.53
Nivellement géométrique optique

La mesure se fait par cheminement le long de l'ouvrage.

Le dépouillement est relativement simple:

$$\Delta r = r_t - r_{to}$$

$$\Delta v = v_t - v_{to}$$

$$\Delta h_{n+1} = \Delta h_n + \Delta r - \Delta v$$

où, le niveau étant placé entre les points n et n+1:

Δr = différence entre deux mesures (à t_o et t) en visée arrière (vers le point n),

Δv = différence entre deux mesures en visée avant (vers le point n+1),

Δh_n = déformation verticale du point n entre les mesures à t_o et t,

Δh_{n+1} = déformation verticale du point n+1.

En effectuant un cheminement aller et retour, et en posant $\Delta h_1 = 0$, on peut fermer le nivellement et diminuer l'erreur résiduelle.

Un désavantage de cette méthode apparaît dans les ponts à forte pente longitudinale. On est alors obligé d'augmenter le nombre de stationnements du niveau pour obtenir des visées horizontales compatibles avec les dimensions de la latte ou la hauteur du caisson ($p_{max}=h/\beta$).

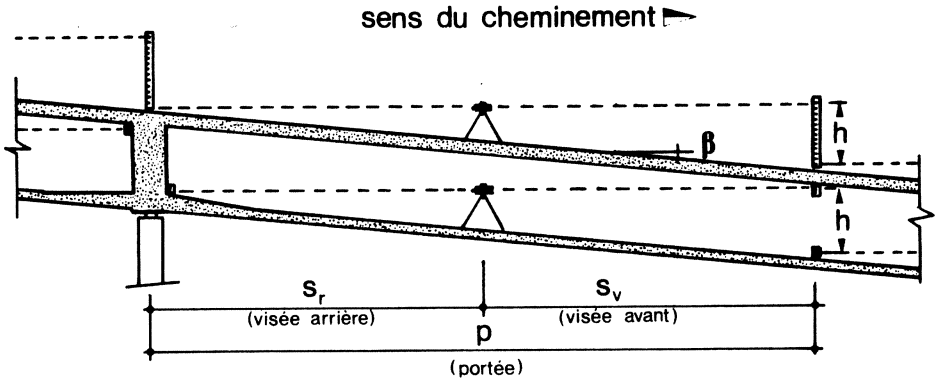


Fig. 4.54
Influence de la pente de l'ouvrage

Cependant, cette portée maximale est souvent supérieure à celle nécessaire pour la mesure de deux points consécutifs, ou limitée par l'optique de l'appareil.

b/ par **nivellement trigonométrique optique:** sur la dalle de roulement, dans le caisson ou par visées extérieures (faces externes des âmes ou des poutres).

Les points de mesure sont ponctuels et on mesure avec un théodolite l'angle vertical de la ligne de visée.

Si l'on procède par visées extérieures à l'ouvrage, on peut déterminer la déformation verticale indépendamment pour chaque point:

$$\Delta h = s \cdot tg\,(\Delta\beta) \,/\, \cos^2 \beta_m$$

$$\cong s \cdot \Delta\beta \,/\, \cos^2 \beta_m \qquad (\cong s \cdot \Delta\beta)$$

où s = distance horizontale entre le stationnement et le point de mesure,

$\Delta\beta$ = variation d'angle vertical entre deux mesures (à t_o et t),

β_m = angle vertical moyen de deux mesures.

On suppose un stationnement (position et hauteur) identique du théodolite.

On peut également procéder par cheminement:

$$\Delta h_{n+1} = \Delta h_n + \frac{s_r \cdot \Delta\beta_r}{\cos^2 \beta_{mr}} - \frac{s_v \cdot \Delta\beta_v}{\cos^2 \beta_{mv}}$$

c/ par **nivellement hydrostatique:** on remplace la référence horizontale optique par un plan d'eau. Celui-ci n'est libre qu'au droit des points de mesure (tube ouvert appelé **pot hydrostatique**); entre deux, il est relié par des tuyaux.

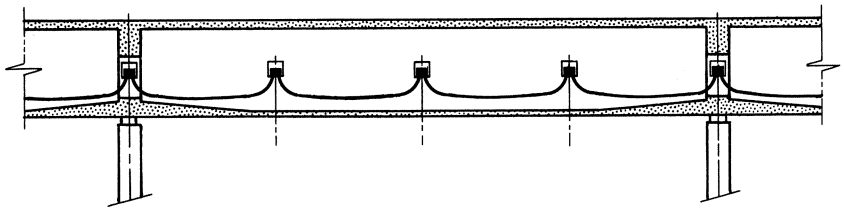


Fig. 4.55
Nivellement hydrostatique

Le volume d'eau est supposé constant dans tout le réseau. Pour des raisons géométriques (voir cas optique), on est obligé de découper la longueur du pont en plusieurs réseaux ou paliers, chacun pouvant regrouper plusieurs pots.

Le premier pot de chaque réseau fait office de référence. Le nivellement est aisé:

$$\Delta z = z_t - z_{t_o}$$

$$\Delta h_n = \Delta h_{réf} + \Delta z_n - \Delta z_{réf}$$

où Δz = variation du niveau d'eau entre deux mesures (à t_o et t),

$\Delta h_{réf}$ = déformation verticale du point de référence du réseau considéré,

Δh_n = déformation verticale du point n entre les mesures t_o et t.

La relation est indépendante du nombre de pots du réseau considéré. On peut aisément rattacher les réseaux entre eux, et ce jusqu'au point de rattachement général de l'ouvrage.

Une perte de liquide par fuite ou évaporation n'a pas de conséquences sur la mesure d'un réseau; en effet:

$$\Delta h_n = \underbrace{\Delta h_{réf}}_{=0} + \underbrace{\Delta z_n - \Delta z_{réf}}_{\text{même variation de niveau d'eau dans tout le circuit}} = 0$$

Les dimensions somme toute limitées d'un pont ne nécessitent pas une prise en considération de différences de pression atmosphérique entre les différents points d'un réseau.

La mesure des flèches d'un pont est sensiblement perturbée par les **effets thermiques** agissant sur certains éléments de la structure.
Il faut considérer:

- les variations uniformes de température: elles se répercutent sur la longueur du tablier et des piles, mais parfois également de manière indirecte lorsque les déformations sont localement empêchées;
- les gradients thermiques: ils développent, du fait de l'hyperstaticité de l'ouvrage, des efforts de flexion supplémentaires qui se traduisent par des flèches et, éventuellement, par de la fissuration (voir 2.4.2).

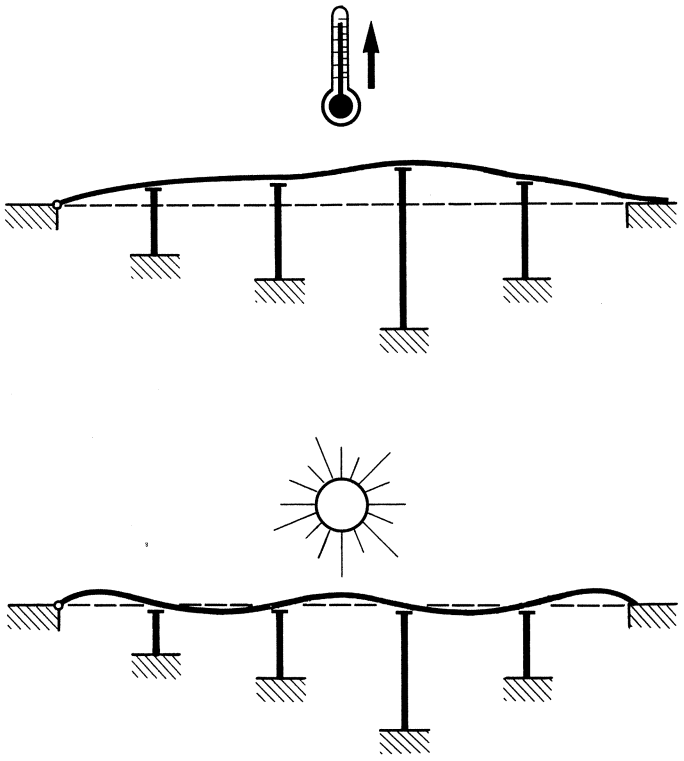


Fig. 4.56
Effets de la température
sur la déformation du tablier

Afin de pouvoir utiliser correctement les résultats des mesures de nivellement, il est nécessaire d'épurer celles-ci de ces phénomènes thermiques.

On peut le faire de deux façons:

- par **calcul:** il faut disposer des valeurs de température en différents points de la section et en plusieurs sections, par exemple en intègrant des sondes thermiques dans la structure. La résolution numérique est cependant très complexe;

- en effectuant toujours les mesures dans des **conditions météorologiques similaires**, notamment en ce qui concerne la température ambiante et l'ensoleillement.

  Dans ce cas précis, le raisonnement préconisant d'attendre la tombée de la nuit pour faire les mesures est erroné: on constate en effet souvent le développement, durant la soirée, d'un gradient thermique inversé dû à l'accumulation de chaleur dans la structure (caisson).

  Les périodes les plus favorables pour réunir les conditions souhaitées sont:

  - soit tôt le matin, c'est-à-dire avant que le soleil ne rayonne trop fortement (avant 9h),
  - soit dans la période novembre - mars,
  - dans tous les cas, si possible par temps couvert.

Une condition sine qua non est que le point de référence choisi soit insensible aux variations de température, ou que ces variations soient parfaitement connues et épurables.

En ce qui concerne le **programme de mesure**, il faudrait -de manière optimale- qu'il débute dès la mise en place de toutes les surcharges permanentes (état de référence) et qu'il se poursuive durant toute la vie de l'ouvrage, avec une intensité particulière durant les 10 premières années.

4.6.2 Essais réalisés

a/ nivellement géométrique optique

Un dispositif de mesure a été implanté sur huit ponts afin d'en faire le suivi des déformations.
Le début des mesures (été 85) est encore trop proche pour que l'on puisse en tirer des renseignements intéressants.

On peut par contre déjà tirer des enseignements sur la méthodologie de travail.

Les points de mesure ont été matérialisés de deux façons:

- dans les ponts à caisson, des règlettes graduées millimétrées sont fixées à demeure sur les âmes, au droit des sections de mesure choisies. La hauteur est déterminée par le niveau du plan optique horizontal. Afin de faciliter le positionnement du niveau lors des mesures subséquentes, les jambes du trépied sont laissées à longueurs fixes et l'emplacement approximatif des pointes est marqué dans le pont; il suffit alors de travailler avec les vis de calage de l'appareil pour établir l'horizontalité et être sûr de se trouver dans la plage de mesure des 4 ou 5 règlettes qui doivent être lues depuis le stationnement considéré;

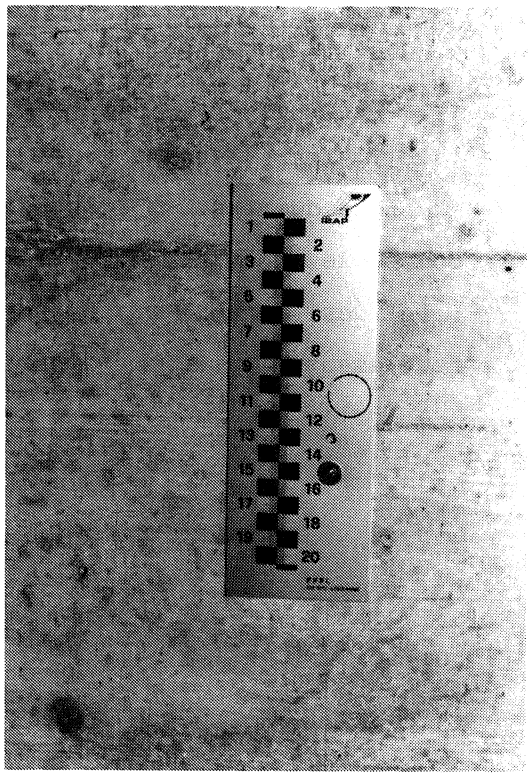


Fig. 4.57
Règlette de mesure fixée à demeure dans un caisson

- pour les ponts où il faut travailler sur le tablier, les points de référence sont constitués de chevilles en laiton scellées dans les bordures ou parapets. On utilise alors une latte mobile dont la graduation dépend du type de l'appareillage à disposition (latte millimétrée, latte de précision en invar,..).

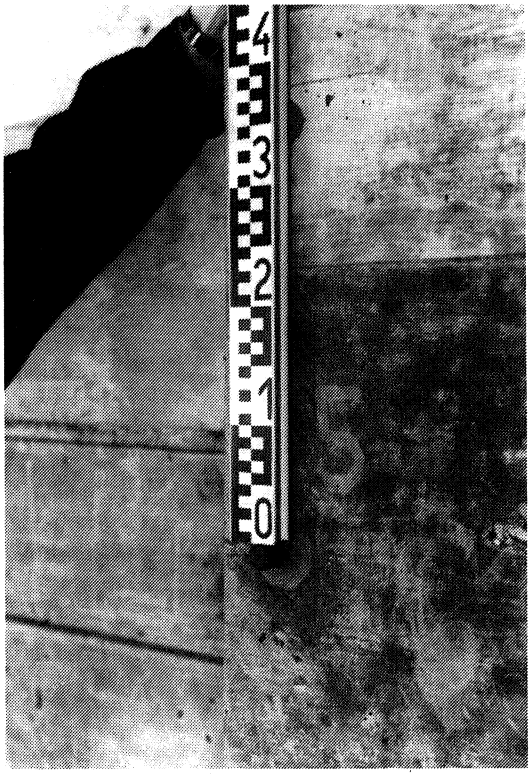


Fig. 4.58
Cheville de nivellement et latte de mesure

Si l'on doit impérativement fixer les chevilles à un endroit où se trouve le revêtement, il faut alors décaper celui-ci pour atteindre le béton. Pour les mesures effectuées sur l'autoroute du Brenner [313], le revêtement a été foré jusqu'au béton, la cheville scellée au fond du trou, l'étanchéité reconstituée et le trou protégé par un couvercle amovible. On crée cependant ainsi un point dur qui peut, au fil des années, s'avérer incompatible avec les tassements du revêtement.

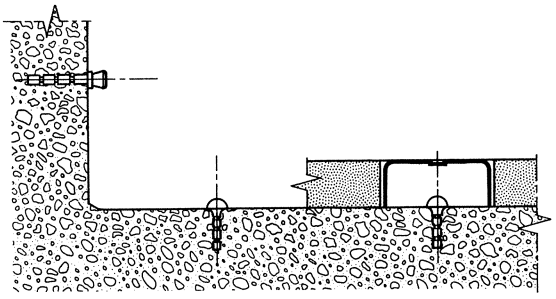


Fig. 4.59
Fixation des chevilles de repère

A l'intérieur d'un caisson, il est possible de combiner les deux méthodes. On fera cependant particulièrement attention à la stabilité des points intermédiaires sur latte mobile.

En utilisant un **niveau automatique** de précision, il est possible d'obtenir dans des conditions optimales les précisions de lecture suivantes, à 25 m:

- estimation de 0.25 mm sur une règlette milimétrée,
- estimation de 0.05 mm sur une règle de précision, avec l'aide d'une lunette micrométrique additionnelle.

Cependant, les vibrations dues au trafic perturbent notablement l'exécution de la mesure.
Il y a combinaison de la vibration verticale du point de mesure, du niveau et des oscillations du plan optique horizontal.
Dans un pont de rigidité moyenne, sous trafic autoroutier faible, dans une travée de 55 m, on constate un "flou" de 3 mm sur une visée de 20 m.

Même en l'absence de trafic, il reste une certaine vibration dans la lunette.

Pour tenir compte de cette incertitude sur la stabilité, ainsi que des conditions d'éclairage et de diffraction, on admettra les précisions de lecture suivantes:

- 0.4 mm sur une règlette millimétrée,
- 0.08 mm sur une règle de précision.

La précision globale de la mesure dépend du nombre de stations dans le cheminement. Les visées ne devraient pas excéder 25 m.

Dans le cas de caissons à hauteur variable, il faut se méfier des effets de diffraction lorsque la ligne de visée se rapproche trop du sol.

L'erreur à craindre lors d'un stationnement est

$$m = \pm\sqrt{2}\cdot q$$

où q est la précision de lecture.

Après n stationnements, l'erreur sera de

$$m = \pm\sqrt{2n}\cdot q$$

On arrive ainsi à la précision suivante des mesures, si l'on admet des visées régulières d'environ 25 m:

nombre de stations	longueur du pont (*)	rattachement unique		rattachement double	
		règle milli	règle micro	règle milli	règle micro
1	50 m	± 0.57 mm	± 0.10 mm	--	--
2	100	0.80	0.16	± 0.40 mm	± 0.08 mm
3	150	1.00	0.20	0.50	0.10
4	200	1.13	0.23	0.56	0.12
5	250	1.25	0.25	0.63	0.13
6	300	1.40	0.28	0.70	0.14
8	400	1.60	0.32	0.80	0.16
10	500	1.80	0.36	0.90	0.18

(*) estimation arbitraire

Fig. 4.60
Précision du nivellement optique

Pour effectuer une lecture de précision (aller et retour), il faut compter environ 1 1/2 h, à deux personnes, par 100 m de pont.

b/ nivellement hydrostatique

Un dispositif de mesure par nivellement hydrostatique a tout d'abord été installé à titre expérimental sur quatre ponts.
Par la suite, quatre autres ouvrages ont également été équipés, dans le cadre de mandats de suivi à long terme confiés à l'IBAP.
Tout comme pour le nivellement optique, le début des mesures est encore trop proche pour que l'on puisse tirer des conclusions sur celles-ci.
On peut par contre tirer des enseignements sur la méthodologie de mise en place d'un tel système.

Les points de mesure, appelés "**pots hydrostatiques**", sont des prototypes de fabrication semi-artisanale.
Après plusieurs essais préliminaires (limnimètre, sonde capacitive), le choix s'est porté sur un système constitué d'un tube en verre à paroi mince (ϕ_{int} = 22 mm, l = 175 mm) placé devant une règlette graduée en mm (graduation croissant de bas en haut) offrant une plage de mesure de 140 mm.
Le tube et la règlette sont placés dans le creux d'un profilé en aluminium (U 40.50) pour les protéger des chocs.
La base du tube et les raccords des tuyaux sont fixés sur une pièce massive en aluminium, dans laquelle sont forés les conduits de liaison.
Une première série de pots (génération I) où les conduits étaient forés en ⊥ a montré quelques difficultés lors du remplissage (bulles d'air stagnant dans les raccords). La deuxième série de pots (génération II) a été modifiée à satisfaction en forant les conduits en ⅄ .
Par ailleurs, les pots de la génération II ont été équipés de flotteurs pour faciliter la lecture.
Au total, ce sont près de 250 pots qui ont été fabriqués et installés.

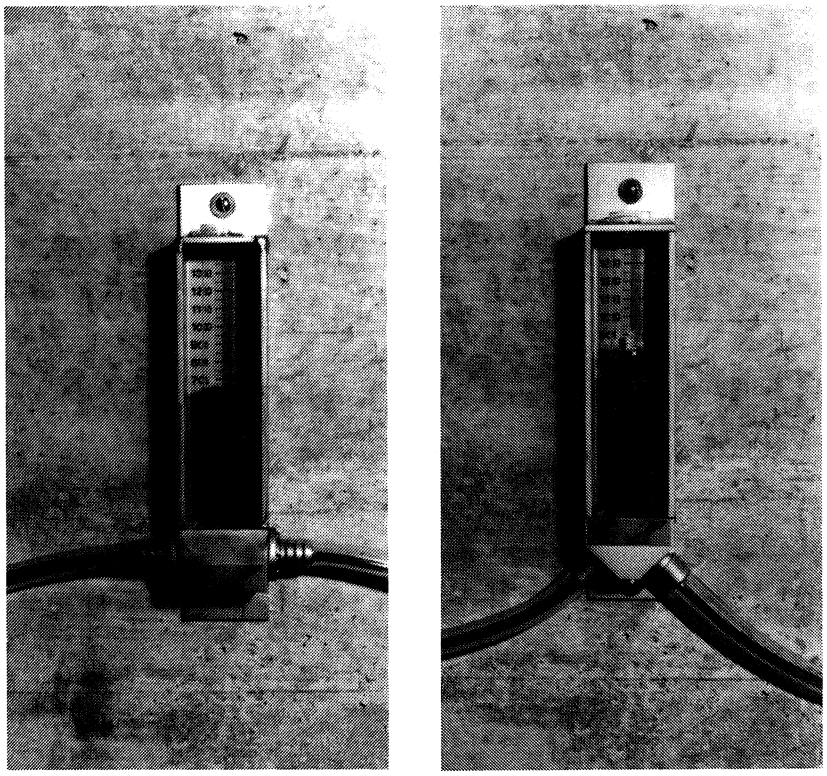


Fig. 4.61
Pots de nivellement hydrostatique IBAP
a/ modèle génération I b/ modèle génération II

Comme **tuyau de raccord** entre les différents pots, on a choisi du tube en PVC transparent (ϕ_{int} = 11 mm). Leur résistance mécanique est suffisante; et la transparence n'affecte pas la qualité du liquide du fait qu'il reste dans l'obscurité du caisson, mais facilite par contre le remplissage (repérage et élimination des bulles d'air). Des colliers de serrage assurent la jonction mécanique sur les embouts des pots.
Entre les pots, les tuyaux reposent sur le fond du caisson. A proximité des pots, ils sont fixés contre les âmes par des brides métalliques.

En ce qui concerne le **liquide**, il faut en compter environ 12 l par 100 m de réseau.
Pour des raisons pratiques et économiques, on a choisi un mélange d'eau déminéralisée et d'alcool à brûler, à parts égales. Ce mélange donne de bons résultats, est facile à préparer, reste en principe bien transparent et est insensible au gel (pour les situations constatées durant deux hivers).

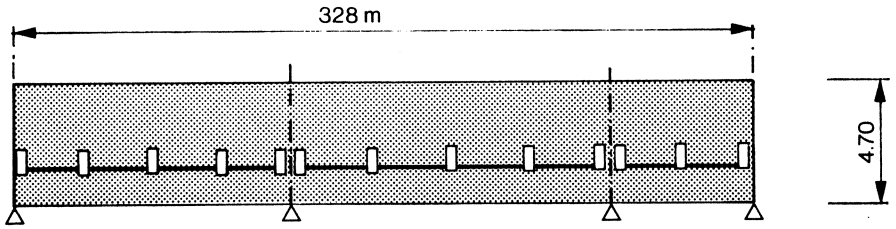
On a cependant eu quelques problèmes avec certains lots de liquide qui avaient tendance à s'opacifier dans les tuyaux. Il semble que cela était dû aux produits utilisés pour dénaturer l'alcool (vente comme alcool industriel). La difficulté peut être tournée en utilisant de l'alcool pur. Des essais ont eu lieu à l'étranger avec des antigels pour voiture, donnant de bons résultats [446, 463].

Un tel liquide a une évaporation assez marquée. Pour des tubes ouverts, on a constaté une perte par évaporation d'environ 15 mm par mois. Bien que cela n'influe pas sur la mesure, on a préféré fermer les tubes avec des bouchons en caoutchouc; ceux-ci sont évidemment enlevés pour les lectures, afin de rétablir le plan d'eau à pression atmosphérique.

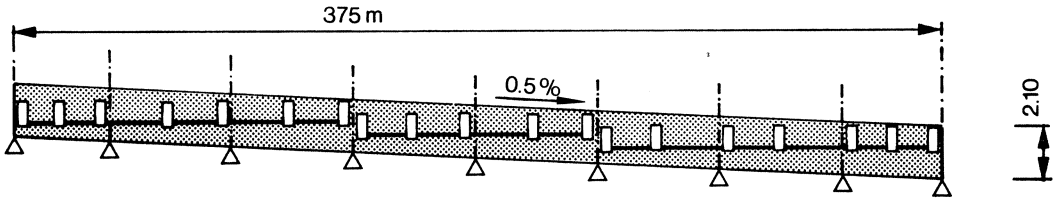
Dans les pots de la génération I, on avait utilisé initialement un mastic à base de silicone pour assurer l'étanchéité entre le tube de verre et l'embase en aluminium. Ce mastic a eu tendance à gonfler dans le liquide (foisonnement 3 à 4), jusqu'à boucher les raccords. Le système a été modifié en utilisant des joints inertes en caoutchouc.

L'**implantation effective** sur quatre ouvrages a montré les limites d'un tel système. Il s'agit de quatre ponts autoroutiers à caisson, deux à hauteur constante, deux à hauteur variable.
Trois des ponts ont une pente longitudinale faible à nulle, tandis que le quatrième a une pente marquée (3.6%).

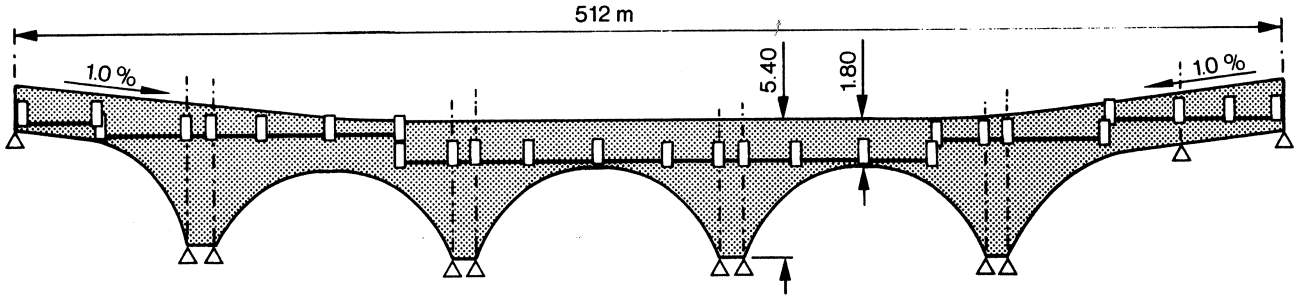
Le choix des sections de mesure correspond aux principes énoncés plus haut.
La figure suivante représente schématiquement l'implantation des circuits.



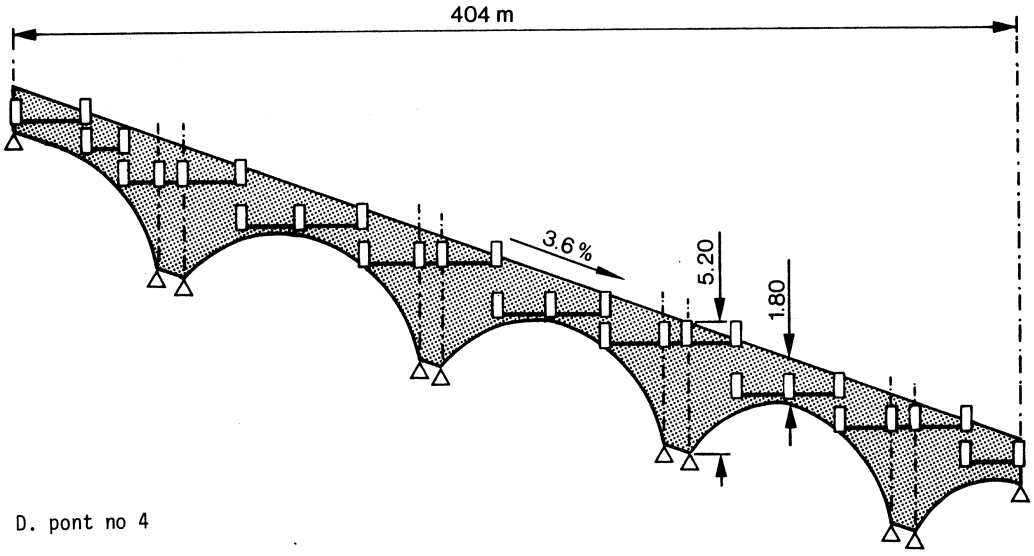
A. pont no 1



B. pont no 2



C. pont no 3



D. pont no 4

Fig. 4.62

Implantation des circuits de nivellement hydrostatique
(échelle verticale = 10 x échelle horizontale)

On constate que deux aspects décident du découpage des réseaux:

- la possibilité géométrique de faire passer un plan d'eau horizontal;
- la hauteur du pot: en effet, le positionnement d'un pot à 4 ou 5m du hourdis inférieur (vers les entretoises) complique de manière inacceptable l'accessibilité pour la lecture; on est alors obligé de rabaisser le niveau global.

Lors d'un changement de réseau, on superpose deux pots dans la même section pour assurer le rattachement des paliers.

La **précision de lecture** est de ± 0.5 mm (avec flotteur et rondelle de repère) et présente une excellente répétabilité (divers opérateurs). Sans le flotteur, le ménisque qui se forme ne permet pas une précision de lecture inférieure à ±1 mm; elle peut même monter à ± 2 mm en changeant d'opérateur.
L'influence du trafic est insensible; le système a en effet une telle inertie que les vibrations ne se font pas sentir à la lecture.

La **précision de mesure** est indépendante de la longueur du réseau et du nombre de pots qu'il comprend.
Sur un palier, la précision de mesure est donc constante et vaut:

$$m = \pm\sqrt{2} \cdot 0.5 \text{ mm} = \pm 0.7 \text{ mm}$$

Dans les essais effectués, on n'a pas constaté d'influences qui auraient pu être dues à des variations de pression d'un pot à l'autre, à des variations de densité du liquide ou à des variations non uniforme de température. Cela est dû aux longueurs limitées des réseaux.

La précision de mesure globale sur l'ouvrage dépend donc uniquement du nombre de réseaux (paliers).

En admettant une longueur moyenne de réseau de 150 m, on arrive à la précision suivante pour la mesure des flèches de l'ouvrage:

nombre de réseaux	longueur du pont (*)	rattachement unique	rattachement double
1	150 m	± 0.70 mm	--
2	300	1.00	± 0.50 mm
3	450	1.20	0.60
4	600	1.40	0.70
5		1.57	0.78
6		1.70	0.86
8		2.00	1.00
10		2.20	1.10

(*) estimation arbitraire

Fig. 4.63
Précision du nivellement hydrostatique

Afin d'assurer une bonne précision des mesures, il est nécessaire de faire deux lectures.

On a ainsi pu mettre sur pied une **méthodologie de lecture:**

1. parcours aller 1 : enlever les bouchons et compléter les niveaux de liquide,
2. parcours retour 1: lecture no 1 de tous les pots,
3. parcours aller 2 : lecture no 2 de tous les pots,
4. parcours retour 2: remettre les bouchons.

Pour effectuer l'ensemble du processus de lecture, il faut compter environ 1/2 h, à une personne, par 100 m de pont.

c/ choix d'une méthode

Divers critères influencent le choix d'une méthode de nivellement plutôt qu'une autre.

On peut citer:

- l'investissement de base pour l'implantation du dispositif de mesure,
- le temps consacré à une mesure,
- la précision des résultats obtenus,
- le nombre de mesures à effectuer.

Pour les quatre premiers ouvrages équipés du système de nivellement hydrostatique, on arrive à une moyenne de 400.- FS (1986) par section de mesure (coût en personnel et matériel) pour l'installation.

Pour le pont no 3, on a fait une comparaison de rentabilité entre un nivellement géométrique et un nivellement hydrostatique. On arrive aux conclusions suivantes:

1. nivellement géométrique
   - installation 3'500.- FS (1986)
   - lecture (y.c. dépouillement) 1'400.-
2. nivellement hydrostatique
   - installation 11'500.-
   - lecture (y.c. dépouillement) 300.-

Le système de nivellement hydrostatique devient donc économiquement rentable dès la 8ème lecture, ce qui est intéressant si l'on veut intensifier les mesures durant les premières années d'existence de l'ouvrage.

De manière globale, on peut regrouper dans un tableau les méthodes qui montrent le plus d'intérêt dans divers cas.

caractéristiques du pont	niv. géo (caisson)	niv. géo (tablier)	niv. trigo	niv. hydro
caisson				
- grandes portées	●	●	●	●
- faibles portées	●	●		
- pente long. forte		●	●	
- pente long. faible	●			●
poutres				
- grandes portées		●		
- faibles portées		●		
- pente long. forte			●	
- pente long. faible		●		

Fig. 4.64
Critères de choix
de la méthode de nivellement

4.6.3 Modes d'interprétation

Le **suivi topographique** d'un ouvrage a pour but de mettre en évidence des désordres structuraux par l'observation des déformations à long terme.

En effet, sous l'action des charges et surcharges permanentes, le fluage du béton et la relaxation des aciers de précontrainte entraînent une augmentation progressive des déformations. La flèche finale, à long terme (15 ans), peut atteindre 4 fois la flèche élastique consécutive à la présence de toutes les charges permanentes.
C'est le comportement que l'on peut appeler "normal" de l'ouvrage.
Les théories préconisant d'annuler la flèche élastique permanente (par un balancement total des charges et surcharges permanentes) visent donc à obtenir une flèche à long terme aussi faible que possible, eu égard aux éventuelles redistributions d'efforts.

On cherche donc à déceler une **divergence** entre l'évolution "normale" des déformations et les flèches mesurées.

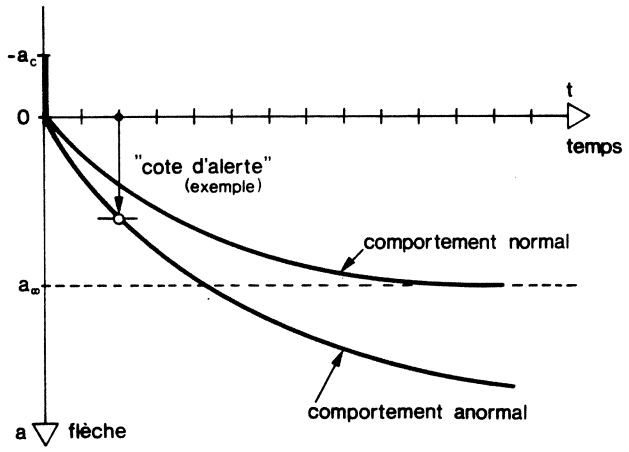


Fig. 4.65
Evolutions possibles des déformations

On cherche à mettre en évidence cette divergence le plus tôt possible dans la vie de l'ouvrage afin de pouvoir

- en déceler les causes,
- y remédier rapidement.

Toute déformation à long terme a un caractère presque entièrement irréversible. Il s'avère donc nécessaire d'arrêter toute tendance anormale.

Les **causes de la divergence** dans l'évolution des déformations peuvent être diverses:

- fissuration de la structure,
- perte de continuité,
- tassements différentiels,
- rupture d'éléments,
- modification des surcharges permanentes,...

En ce qui concerne la fissuration, il faut distinguer deux cas:

- la fissuration permanente d'une zone de la structure,
- la fissuration occasionnelle due à l'action de surcharges mobiles (dépassement du moment de fissuration M_r d'une structure en précontrainte partielle).

En effet, si le cas d'une fissuration permanente est clair, il faut également être conscient qu'une fissuration occasionnelle et momentanée (acceptable et acceptée pour la majeure partie des ouvrages en béton partiellement précontraint) se traduit par une flèche irréversible. En règle générale, les sections se trouvent en stade I sous l'effet des charges permanentes. Les surcharges mobiles font varier le moment autour de cette valeur moyenne, tout en restant en stade I. Il arrive cependant qu'on dépasse le moment de fissuration M_r; il y a alors perte de rigidité et la décharge ne se fait pas de manière élastique. Il reste une courbure résiduelle ψ_r. Le diagramme moment - courbure, extrapolé des théories émises dans [606], montre bien ce phénomène.

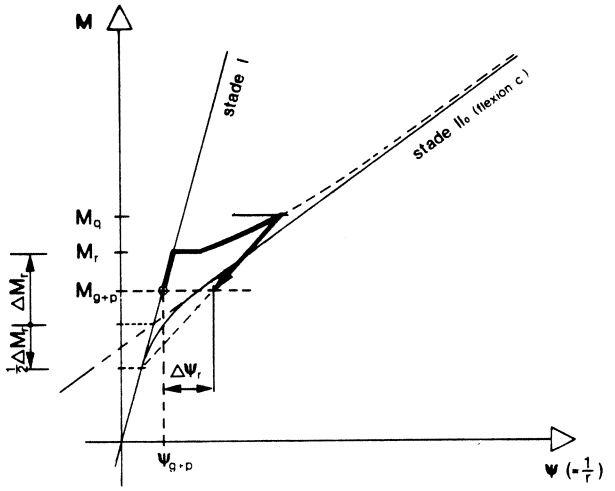


Fig. 4.66
Courbure résiduelle due au dépassement de M_r

Si cette situation se produit dans plusieurs sections, sur une certaine longueur de la structure, cela se traduit par une flèche résiduelle (intégration des courbures).
On aura alors une divergence locale par rapport au comportement normal, sans que cela signifie un désordre dans l'ouvrage. La suite de l'évolution des déformations se fera d'ailleurs comme attendue, mais avec un décalage.

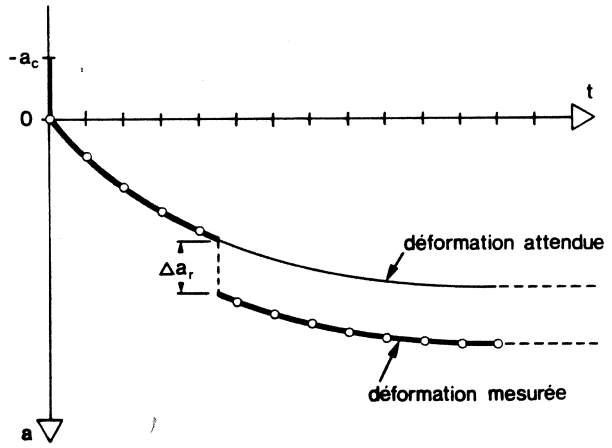


Fig. 4.67
Répercussion sur la flèche du dépassement de M_r

Il n'entre cependant pas dans le cadre de la surveillance de chercher et de trouver les causes des divergences; cela se fera dans le cadre d'une auscultation, soit par analyse d'autres éléments d'inspection (dégâts apparents, fissuration), soit par calcul approfondi.

On se contentera donc de "tirer la sonnette d'alarme".
Pour cela, on considèrera deux aspects:

a/ l'évolution de la déformée,

b/ l'évolution de la flèche.

a/ étude de l'évolution de la déformée

Les déformées succesives mesurées doivent évoluer régulièrement. Les courbes doivent être affines. Entre deux mesures, l'augmentation de la flèche rapportée à la déformation précédente ($\Delta a_t / a_{t-1}$) doit être à peu près constante sur toute la longueur de la travée considérée, voire même sur tout l'ouvrage.

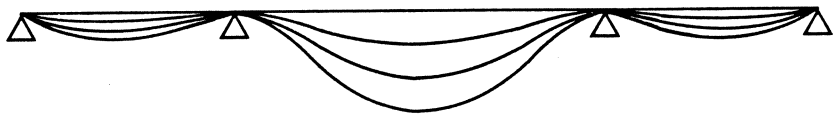


Fig. 4.68
Evolution affine des déformées

Pour pouvoir porter un jugement objectif, il faut disposer d'une déformée mesurée suffisamment détaillée. On implantera au minimum 3 sections de mesure par travée, en plus de celles situées sur appuis (voir 4.6.1).

Les divergences peuvent se présenter de différentes façons:

a1/ évolution de la courbure prépondérante vers les appuis

On constate une augmentation plus rapide des flèches vers les zones d'appui qu'en milieu de travée.

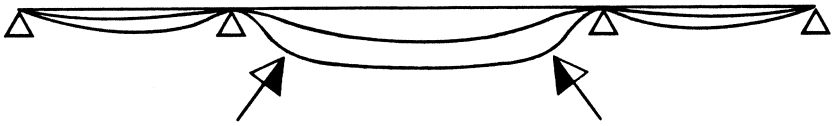


Fig. 4.69
Evolution prépondérante vers les appuis

Les causes peuvent en être:

- redistribution des efforts de la travée vers les appuis (clavage sur appuis,..),
- perte de continuité sur appui (câble défectueux, fissuration,...),
- retrait différentiel (section à hauteur variable).

a2/ évolution de la courbure prépondérante à mi-travée

On constate une augmentation plus rapide des flèches en milieu de travée que vers les zones de bord.

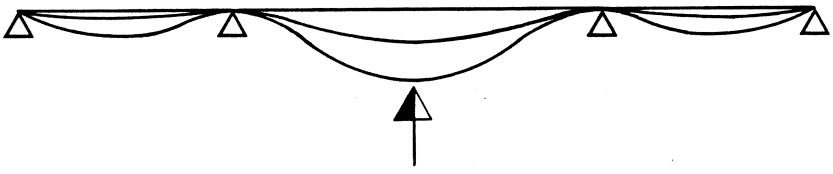


Fig. 4.70
Evolution prépondérante à mi-portée

Les causes peuvent en être:

- fissuration de flexion en travée,
- redistribution des efforts des appuis vers la travée (clavage en travée,...).

a3/ évolution dissymétrique de la courbure

On constate une augmentation prépondérante dans une certaine zone de la travée considérée.

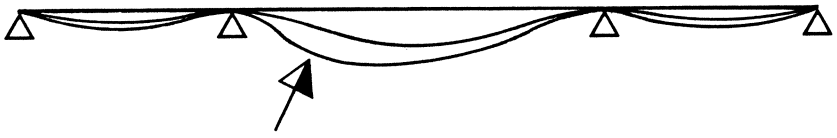


Fig. 4.71
Evolution dissymétrique

Les causes peuvent en être:

- tassements différentiels,
- fissuration d'une zone limitée.

b/ étude de l'évolution de la flèche

On interprète l'évolution des valeurs numériques des flèches mesurées.
On peut généralement se contenter d'étudier la flèche maximale de chaque travée.

On considèrera chaque fois soit l'augmentation de la flèche (a_t) depuis le moment correspondant à l'application des dernières surcharges permanentes (revêtement), ce qui sert alors d'état de référence t_o, soit l'augmentation de la flèche depuis la mesure précédente (Δa_t).

On peut traiter le problème de trois façons:

b1/ flèche limitée

Afin de pondérer l'importance relative des flèches, on considèrera le rapport a_t/l, où l est la longueur de la travée concernée.

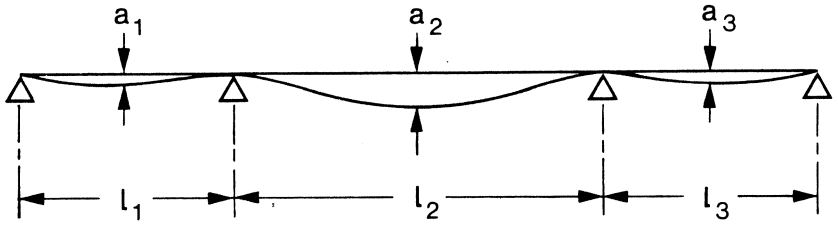


Fig. 4.72
Pondération des flèches

On propose alors de définir la "cote d'alerte"

- soit par une limitation absolue: $a_t/l < 1/500$;
- soit par étapes d'évolution : $a_t/l < 1/1000$ en 5 ans,
  $a_t/l < 1/600$ en 10 ans,
  $a_t/l < 1/500$ en 20 ans.

Cependant, si l'ouvrage a été calculé pour une flèche initiale quasi nulle, on pourra fixer des limites plus sévères, par exemple $a_t/l < 1/1000$ en 20 ans.

b2/ comparaison à la valeur calculée

A l'aide d'un calcul détaillé, en général en stade I [601, 604], on calcule la flèche à long terme à partir de l'état de référence.
Ce calcul doit tenir compte soigneusement des effets différés du béton (fluage) [605] et de l'acier de précontrainte (relaxation), ainsi que de la présence des aciers passifs.

L'imprécision majeure du calcul provient essentiellement des incertitudes sur le module d'élasticité E et sur les pertes de précontrainte à adopter. A défaut de protocoles de chantier détaillés, on devra effectuer un étude paramétrique.
Les essais de charge peuvent aider à choisir une valeur moyenne de E convenable; on ne pourra toutefois pas y distinguer l'effet des différentes étapes de bétonnage et de mise en charge (décoffrage, mise en tension).

On obtient ainsi une courbe théorique continue de l'évolution des flèches.
La courbe de la flèche mesurée est comparée à la courbe théorique. Une divergence marquée peut signifier la présence de désordres ou d'une modification du système.
On veillera toutefois à améliorer le modèle de calcul chaque fois que des renseignements nouveaux le permettent.

La figure suivante donne l'exemple d'un tel calcul effectué par l'IBAP dans le cadre d'un mandat de suivi des déformations et d'expertise. Dans ce cas précis, le suivi topographique a permis de détecter avant tout autre symptôme un phénomène marqué de distorsion d'un caisson d'une poutre très courbe. La fissuration caractéristique n'est apparue que plus tard, alors que la surveillance avait déjà pu être intensifiée.

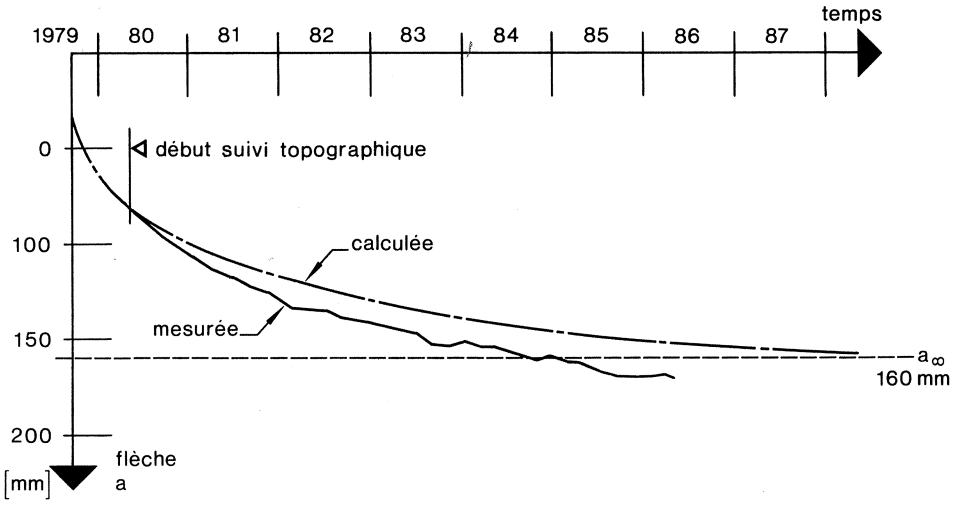


Fig. 4.73
Exemple de comparaison entre la déformation mesurée et la déformation calculée

Une telle méthode est généralement complexe à réaliser, notamment lorsqu'il s'agit de reconstituer a posteriori toutes les caractéristiques des matériaux et de la structure.
De tels calculs devraient être effectués parallèlement à la phase de projet et être affinés par les expériences résultant de la construction, durant laquelle il serait possible de faire des mesures spécifiques et orientées.

b3/ tendance d'évolution

En se basant sur un calcul simplifié en stade I, on détermine l'évolution possible de la flèche:

$$a_1(t,t_o) = k_{s1} \cdot k_{\varphi 1} \cdot \varphi(t,t_o) \cdot a_c$$

où a_1 = augmentation de la flèche entre t_o et t,

a_c = flèche élastique de base, sous charges permanentes,

k_{s1} = coefficient de correction, tenant compte de l'effet de l'armature, pour une section déterminante,

$k_{\varphi 1}$ = coefficient de correction, tenant compte de l'effet du fluage, pour une section déterminante,

φ = coefficient de fluage.

La flèche de base a_c peut être soit calculée (imprécision dans le choix de E), soit être extrapolée des résultats d'un essai de charge.

Les coefficients sont donnés dans des tabelles [601].

En mesurant l'évolution des déformations, il devient possible d'affiner les valeurs attribuées aux coefficients et de corriger ainsi la tendance supposée de la courbe des déformations.

La méthode consiste à vérifier que l'augmentation de flèche Δa mesurée par rapport au contrôle précédent soit inférieure ou égale à celle prévue par l'extrapolation.

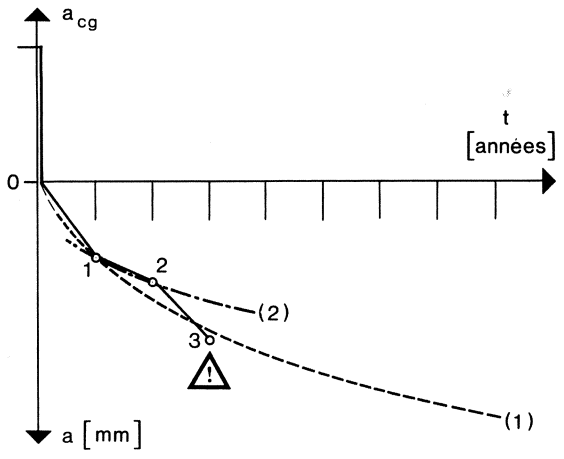


Fig. 4.74
Estimation de la tendance d'évolution

Le choix des paramètres de départ est assez délicat.

Cependant, dès que l'on a suffisamment de mesures, on peut se passer des valeurs approximatives.
En effet, le coefficient de fluage peut être décrit [605]

$$\varphi(t,t_o) = \varphi_u \cdot f(\Delta t)$$

où φ_u = valeur finale du coefficient de fluage

$$f(\Delta t) = f(t-t_o) \cong \frac{\Delta t^{0.75}}{2.4\sqrt{h} + \Delta t^{0.75}}$$

On peut donc écrire

$$a_1(t,t_o) = a_c \cdot k_{s1} \cdot k_{\varphi 1} \cdot \varphi_u \cdot f(\Delta t)$$
$$= c \cdot f(\Delta t)$$
$$= c \cdot \frac{\Delta t^d}{b + \Delta t^d}$$

où c, b et d peuvent être déterminés dès que l'on a trois mesures.

La tendance générale peut être affinée par la suite.

La méthode est grossière, mais permet de détecter rapidement les divergences.

Il est également possible d'obtenir simplement la valeur de la flèche finale et de la comparer avec la limite fixée.

4.6.4 Conclusions intermédiaires

L'**exécution** d'un nivellement relatif (base interne à l'ouvrage) est suffisante pour les renseignements cherchés (déformations du tablier et tassements différentiels).

La **mesure** peut se faire

- par nivellement géométrique optique: pour des ouvrages de longueur limitée, ne nécessitant qu'un faible nombre de stations;
- par nivellement hydrostatique: très intéressant pour des ponts à grandes portées, à réserver pour les ponts à caisson.

Les résultats doivent être épurés d'éventuels **effets thermiques**. Il s'avère préférable de supprimer cet aspect en effectuant systématiquement les mesures dans des conditions météorologiques similaires.

L'**interprétation** des résultats est complexe. On doit se contenter cependant de mettre en évidence les divergences par rapport à la déformation attendue. L'étude des déformées et le suivi de la tendance d'évolution peut donner de bons résultats.
On veillera donc à poursuivre le développement d'une méthodologie plus affinée de dépouillement.

Dans tous les cas, l'**intensité** des mesures doit être suffisante pour assurer une bonne qualité de la courbe d'évolution des flèches mesurées. En ayant des intervalles trop importants entre les lectures, il devient difficile de dissocier les à-coups des mesures et les divergences effectives.
Durant les 10 premières années de l'ouvrage, il serait judicieux d'effectuer le nivellement tous les deux ans, voire même annuellement les cinq premières années.

4.7 CONSEQUENCES DE L'ANALYSE DETAILLEE

Les buts de cette analyse de certaines méthodes de contrôle étaient

- d'en détailler les procédés d'exécution afin de mettre en évidence les limites de l'utilisation in situ,
- de contrôler si une utilisation simplifiée peut entrer dans le cadre de la surveillance,
- d'analyser les conditions préalables de réalisation,
- d'évaluer les différents modes d'interprétation des résultats.

Le choix des méthodes analysées a été fait selon trois critères différents:

- les méthodes couramment utilisées en surveillance, mais dont l'application ne nous satisfaisait pas;
- les méthodes intéressantes et prometteuses, mais encore en développement;
- certaines méthodes provisoirement écartées (voir 3.3.4), mais dont nous estimons judicieuse une utilisation en surveillance.

Deux méthodes auraient mérité une analyse détaillée afin de montrer leurs possibilités, mais n'ont pas pu l'être en profondeur, pour des raisons de temps et d'ampleur de la recherche:

- le contrôle de l'état des câbles de précontrainte par radiographie/-scopie ou par induction électromagnétique;
- le contrôle du comportement global ou local de la structure par mesure des vibrations (suivi dynamique).

Pour chacun des six domaines étudiés, il existe au moins une méthode qui puisse être rationnellement utilisée.

On propose donc de retenir, en plus de celles qui l'ont déjà été (voir 3.3.3), les méthodes suivantes:

- contrôle visuel: maillage de la structure, codage numérique des dégâts et report graphique sur plan;
- contrôle des équipements: rapport numérique;

- suivi de la fissuration: marquage des fissures, relevé graphique par maillage, suivi graphique de l'extension du réseau, mesure de l'ouverture apparente et des variations d'ouverture;
- corrosion des armatures: mesure du champ de potentiel électrochimique selon un maillage dense;
- défaut d'étanchéité: mesures par thermographie, et radar ou ultra-sons;
- suivi des flèches: par nivellement relatif, à mi-portée et éventuellement aux quarts.

Pour toutes ces méthodes, on peut tirer un certain nombre d'enseignements généraux:

- elles ne donnent pas un renseignement direct, mais les résultats doivent être interprétés;
- il faut distinguer le constat ou la mesure, qui doivent être totalement objectifs, et l'interprétation, qui fait la part des phénomènes parasitaires (température,..) et des renseignements acquis par d'autres sources;
- une bonne méthode ne se cantonne pas dans un domaine spécifique, mais donne des renseignements sur plusieurs formes de dégâts;
- le travail doit être effectué très systématiquement, sans préjugés, sur l'ensemble de l'ouvrage;
- la notion d'"évolution du désordre" est importante; il est donc fondamental de répéter les mesures à intervalles plus ou moins réguliers;
- la systématique de travail nécessite presque toujours un investissement non négligeable (temps et matériel) pour la mise en place du dispositif de mesure; cet investissement est par contre rapidement compensé par la rentabilité des contrôles subséquents.

Chapitre 5

SYSTEME DE SURVEILLANCE

5.1 ORGANISATION DE LA SURVEILLANCE

5.1.1 Rappel des objectifs

Un programme de surveillance correctement élaboré doit permettre d'atteindre les objectifs suivants (voir 3.1.1):

- image complète de l'état et du comportement de l'ouvrage,
- détection sûre des parties d'ouvrage présentant des problèmes,
- critères simples et rapides de classement des dégâts en vue de leur réparation,
- systématique applicable à de nombreux ouvrages,
- engagement optimal des moyens financiers attribués.

Il faut cependant rester optimiste et admettre que la surveillance doit s'appliquer à une série d'ouvrages a priori sains.
Il ne s'agit donc que de mettre en évidence les éventuelles dégradations. Mais il faut le faire le plus rapidement possible afin d'éviter que des désordres de faible ampleur ne dégénèrent en dégâts importants.

On distinguera donc soigneusement la **surveillance**, qui vise à détecter les dégâts et désordres et à en trouver les causes par simple déduction d'autres observations, de l'**auscultation**, qui, par des contrôles spécifiques, cherche à analyser l'origine des dégâts importants ou des désordres structuraux en effectuant une étude détaillée et orientée.

La surveillance peut cependant également s'appliquer à des ouvrages sur lesquels on a déjà mis en évidence des désordres, mais dont on veut en voir l'évolution avant de prendre une décision. Le programme de surveillance sera alors adapté en conséquence.

Finalement, la surveillance doit être à même de fournir une image de l'état et du comportement de l'ouvrage non seulement dans des conditions d'utilisation normales, mais également dans des conditions particulières afin de voir les conséquences que cela peut avoir sur la structure.

5.1.2 Façons d'aborder le problème

De manière très schématique, on peut aborder le problème de la surveillance de trois façons:

1. on ne fait rien, ou presque (si ce n'est quelques "visites" occasionnelles et aléatoirement espacées), jusqu'à l'apparition manifeste d'un ou de plusieurs dégâts.
   On est alors obligé de mettre sur pied un programme d'investigation dans tous les domaines simultanément afin , d'une part, de chercher l'origine du dégât constaté et, d'autre part, de détecter la présence éventuelle d'autres désordres à un stade d'évolution plus ou moins avancé.

   Un tel système a le désavantage de ne généralement permettre une intervention que lorsque les dégâts sont déjà importants et étendus. Les répercussions à d'autres désordres ont déjà pu se produire.
   On est obligé de mettre sur pied une organisation de surveillance taillée sur mesures et de consentir un effort important pour concevoir le programme d'investigation adapté au cas considéré.

   Par contre, on limite l'ampleur générale de la surveillance du réseau routier, car la majorité des ponts pourra être laissée sans surveillance particulière.

2. le pont est l'objet d'une surveillance régulière, mais limitée dans son ampleur. On se contente, par exemple, d'un contrôle visuel de la surface et d'une mesure de la profondeur de carbonatation.
   Lors de l'apparition d'un désordre, on intensifie le programme de surveillance, mais seulement dans certains domaines, les autres ayant été mis hors de cause par les inspections minimales préalables.

   Un tel système limite l'ampleur générale de la surveillance d'un réseau routier, tout en maintenant sous contrôle l'ensemble des ponts. Il est possible de détecter la majorité des désordres dès leur origine.

En cas d'apparition de dégâts marqués, il manquera toutefois souvent l'"historique" de leur évolution. Des contrôles spécifiques effectués plus tôt auraient peut-être permis de détecter plus rapidement les désordres potentiels (durant leur "gestation") et, surtout, faciliteraient l'interprétation des dégâts constatés.
Le programme d'investigations complémentaires qui doit être mis sur pied tourne rapidement en auscultation, perturbant par là l'organisation générale de la surveillance.

3. on met en place, dès le début de l'existence de l'ouvrage, un dispositif de surveillance complet, permettant d'obtenir des renseignements dans l'ensemble des domaines d'investigation.
En cas d'apparition d'un désordre dans un domaine particulier, il devrait être possible de le décrire complètement (origine et conséquences possible) sans faire d'investigations complémentaires, mais en se basant sur les informations recueillies dans les autres domaines. Par ailleurs, on dispose en permanence de l'image complète de l'état du pont, voire même de l'ensemble des ouvrages d'un réseau.

Un tel système est relativement important à mettre en place et à faire fonctionner; son organisation ne subit par contre (en principe) aucun à-coup (moyens et personnel engagés, volume de travail) en cas d'apparition de désordres sur un ou plusieurs ouvrages.

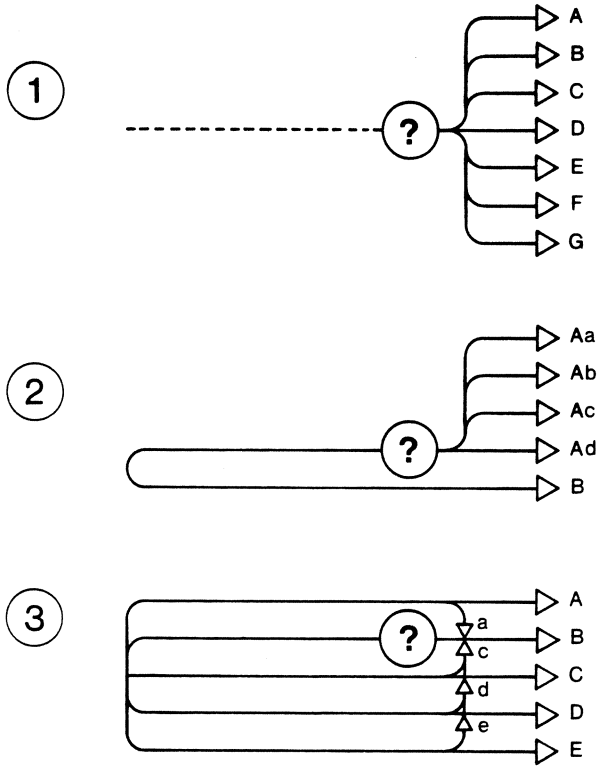


Fig. 5.1
Représentation schématique des diverses manières d'aborder la surveillance

En résumé, on peut présenter ces trois systèmes avec les arguments suivants:

1. aucun programme de surveillance

- ampleur limitée de l'organisation,
- faibles coûts en phase normale, élevés en phase critique,
- à-coups importants dans le volume de travail,
- incertitudes sur l'état effectif des ouvrages;

2. programme de surveillance limité

- ampleur moyenne de l'organisation,
- coûts modérés,
- ensemble des ouvrages sous surveillance,
- à-coups sensibles dans le volume de travail,
- absence d'un "historique" de l'état de l'ouvrage;

3. programme de surveillance complet

- ampleur importante de l'organisation,
- coûts moyens,
- ensemble des ouvrages sous surveillance,
- peu d'à-coups dans le volume de travail,
- image complète de l'état de l'ouvrage en permanence disponible.

5.1.3 Systèmes existants

En Suisse, ce sont les cantons qui sont propriétaires du réseau routier. Ils sont donc responsables de la surveillance des ouvrages d'art. Les moyens engagés et les formes d'exécution varient fortement d'un canton à l'autre. Il n'existe pas de législation uniformisée dans ce domaine, à l'exception de quelques directives de l'Office fédéral des routes, mais les normes de la SIA (Société suisse des ingénieurs et des architectes) [101, 102] sont généralement admises comme base de travail.

On se situe alors dans un système avoisinant le modèle 2 proposé.

La révision de cette norme [103] amène de plus grandes contraintes dans l'organisation du processus de surveillance, et l'on se trouvera

alors dans un système proche du modèle 3 proposé (selon l'interprétation que l'on fait du texte de la recommandation).

Or, il faut reconnaître que les administrations cantonales (ou du moins la majorité d'entre elles), insuffisamment dotées en personnel (dans ce secteur) et surchargées par la fin de la phase de construction du réseau des routes nationales, se contentent d'une organisation de la surveillance du genre de celle du modèle 1. Cette situation est insatisfaisante et conduit d'ailleurs effectivement, de par les à-coups que produit la découverte de ponts en mauvais état, à une saturation de la capacité de travail. Ces services doivent se contenter de faire les "pompiers" sur les cas les plus brûlants.

Certains cantons toutefois [209, 516, 517, 520] sont en train de mettre sur pied une organisation plus systématique de surveillance. On s'approche alors du modèle 2 proposé, c'est-à-dire un programme d'inspection limité dans son ampleur, mais appliqué à tous les ponts.

En France, l'organisation de la surveillance est basée sur une directive ministérielle [104], au niveau national, mais le travail est effectué au niveau départemental (par les Directions départementales de l'équipement DDE ou les Laboratoires régionaux des ponts et chaussées LRPC).
On y distingue la surveillance continue, exercée par les services de voirie (modèle 1), et la surveillance périodique qui se décompose en visites annuelles (faites par le service de voirie) et en inspections détaillées quinquennales (faites par des spécialistes). Le contenu de ces inspections donne alors un système de surveillance situé entre les modèles 2 et 3 [503,504].
On se rend compte toutefois également qu'il y a, en réalité, une certaine marge entre les directives et l'application pratique, celle-ci dépendant largement de la disponibilité du personnel d'inspection.

En Belgique [105], on distingue les contrôles de routine (contrôles visuels rapides pour lesquels il n'y a pas de directives précises) et les inspections périodiques. Celles-ci se subdivisent en des

nivellements annuels et des inspections générales (bisannuelles). On se trouve également dans un système situé entre les modèles 2 et 3. On ne dispose pas de renseignements sur la mise en oeuvre effective de ce système de surveillance.

En Allemagne [106] et en Italie [531], on trouve des systèmes similaires.
En Allemagne, la responsabilité de la surveillance est laissée aux services des différents Länder. Il y a donc certaines divergences dans l'application du processus, d'un Land à l'autre, qui est habilité à émettre ses propres directives.

5.1.4 Système proposé

Pour la surveillance d'un ouvrage d'art tel qu'un pont, il faut trouver un juste milieu entre un système de visites aléatoires et une mise en observation permanente.

Cette surveillance doit s'exercer au moyen d'actions ponctuelles de contrôle, d'**inspections.**

On propose donc de décomposer la surveillance d'un pont en des

- **inspections périodiques,**
- **inspections de routine,**
- **inspections spéciales.**

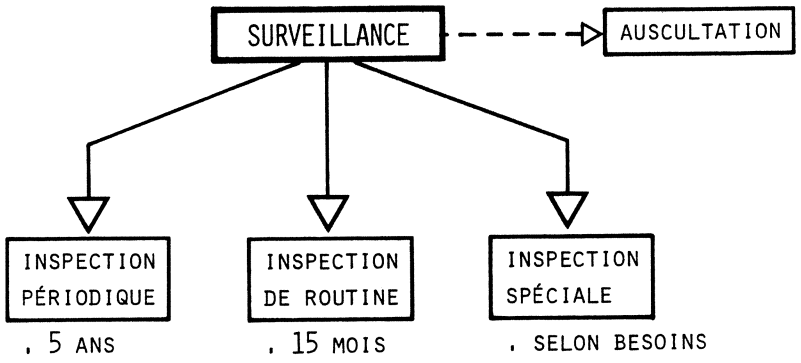


Fig. 5.2
Découpage de la surveillance

Les **inspections périodiques** constituent l'ossature du processus de surveillance. Elles se déroulent à intervalles à peu près fixes, et ce sont elles qui doivent donner l'"image complète de l'état et du comportement de l'ouvrage" que l'on a fixé dans les objectifs.

Le système de surveillance par inspections périodiques doit donc s'approcher du modèle 3 proposé (voir 5.1.2). En effet, bien que plus astreignant que d'autres formes de contrôle, un tel système menant en parallèle le contrôle de différents domaines spécifiques nous paraît être le mieux à même de rentabiliser le processus de surveillance.

On cherchera à donner à ces inspections un contenu présentant un éventail aussi riche que possible de méthodes d'investigation, tout en restant limité dans la complexité de leur mise en oeuvre. Comme on l'a vu (3.3.2), il est possible, à l'aide d'une dizaine de contrôles spécifiques, de balayer l'ensemble des aspects à contrôler dans un ouvrage d'art.

Par ailleurs, il faut reconnaître qu'une part non négligeable de l'effort consenti pour la réalisation d'une inspection (préparation, moyens d'accès, personnel, régulation du trafic,...) reste plus ou moins fixe, quel que soit le nombre de contrôles particuliers effectués durant l'inspection. Il nous semble donc judicieux de profiter de cette infrastructure mise en place pour densifier les contrôles.

Il n'est cependant pas possible, pour de simples raisons matérielles et d'organisation, d'effectuer ces inspections périodiques à des intervalles trop rapprochés.
On verra plus loin qu'un intervalle de cinq ans peut paraître judicieux.
Or, certains dégâts peuvent évoluer rapidement ou des événements extérieurs accidentels produire des désordres majeurs.
Des contrôles intermédiaires s'imposent.

Des **inspections de routine** doivent s'intercaler entre les inspections périodiques. D'un contenu plus réduit (modèle 2), elles doivent soit mettre en évidence l'apparition de désordres à évolution rapide, soit suivre l'évolution de dégâts constatés précédemment.
Il nous semble judicieux de formaliser ces contrôles en leur fixant le niveau d'une inspection programmée, avec un contenu spécifique. On risque sans cela de tomber au niveau de la visite aléatoire.

Les **inspections spéciales** sont élaborées sur mesures, soit pour approfondir la détection dans un certain domaine où subsistent des doutes (sans toutefois passer au stade de l'auscultation), soit pour contrôler l'ensemble de l'ouvrage après un événement exceptionnel (convoi exceptionnel, crue, séisme, accident,..), soit pour établir un nouvel état de référence après une modification de la structure.
Elles ne peuvent pas être programmées.

Si la phase "visite de routine" déléguée aux services de voirie est logique et semble être évidente, il nous paraît peu satisfaisant de l'intégrer en tant que telle dans le système de surveillance. En effet, les résultats que l'on peut en attendre dépendent plus de l'intérêt et de la bonne volonté des personnes concernées que d'une formalisation administrative. On ne peut guère compter effectivement sur ces renseignements. S'ils viennent en plus de ceux fournis par le système défini de surveillance, tant mieux !

5.1.5 Calendrier

On propose d'effectuer les inspections périodiques tous les **cinq ans.**
Cela donne un intervalle ni trop long, ni trop court.
Cela permet également de fixer des échéances "décimales" pour l'état et le comportement de l'ouvrage.
Par ailleurs, le délai de cinq ans ou de dix ans correspond généralement à la garantie contractuelle sur les travaux de réparation effectués consécutivement à l'inspection précédente. On dispose ainsi d'un moyen de contrôle automatique, sans qu'il soit nécessaire de faire une visite spéciale pour vérifier la bienfacture des travaux.

On propose cependant d'effectuer la première inspection périodique quatre ans après la réception, laissant ainsi une certaine marge pour l'évaluation, avant que ne tombe la garantie sur les défauts de construction.

Les inspections de routine s'intercalent à peu près annuellement. On propose de les effectuer tous les **quinze mois.**
On obtient ainsi un décalage d'une saison entre deux inspections consécutives, ce qui met parfois en évidence certains désordres liés aux conditions climatiques.

En règle générale, on aurait ainsi trois inspections de routine intercalées entre deux inspections périodiques consécutives.

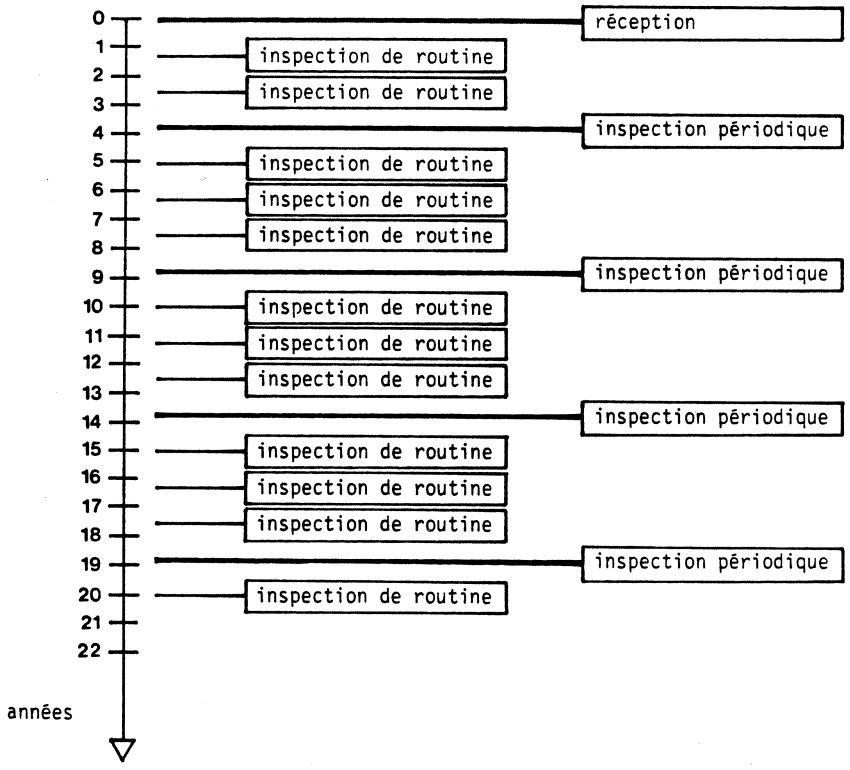


Fig. 5.3
Calendrier possible
des inspections

Avec un tel calendrier, on aurait **annuellement**, pour un ensemble d'ouvrages:

- 20% des ponts soumis à une inspection périodique,
- 60% des ponts soumis à une inspection de routine.

5.2 EXECUTION DE L'INSPECTION PERIODIQUE

5.2.1 Contenu

L'inspection périodique doit donner une image complète de la structure.
On doit y contrôler tous les domaines de l'ouvrage (voir 3.1.6).
Ce "check-up" de l'ouvrage doit se faire en choisissant un éventail restreint, mais performant de méthodes de contrôle.

On cherchera à mettre en évidence:

- les dégâts apparents,
- la fissuration structurale,
- l'état des matériaux,
- la déformation et les déplacements de l'ouvrage,
- l'état des équipements.

inspection périodique
- contrôle visuel détaillé de la surface
- contrôle détaillé des équipements
- relevé de la fissuration et mesure des ouvertures
- mesures de : - scléromètrie
- profondeur de carbonatation
- présence de chlorures
- corrosion des armatures
- efficacité de l'étanchéité
- mesure des : - flèches du tablier
- déplacements sur appuis
(- mouvements des fondations)

Fig. 5.4
Contenu possible
de l'inspection périodique

L'exécution de l'inspection nécessite

- du personnel spécialement formé, faisant partie des services du maître de l'ouvrage ou mandaté;
- des moyens d'accès (passerelles mobiles,...) adaptés à l'ouvrage: il faut pouvoir toucher la structure en tous ses points;
- une mise hors service du pont, totale ou partielle, pour toute la durée de l'inspection ou temporairement.

5.2.2 Contrôle visuel

On propose d'utiliser le système de maillage de la structure, déjà décrit (voir 4.1).

Il présente l'avantage, d'une part, de faciliter la systématique de travail durant l'inspection ("maille déjà inspectée ou non") et, d'autre part, de bien repérer l'emplacement d'un éventuel dégât tant pour son report sur plan que pour sa localisation en vue de la réparation.

On procède sur plan, à l'échelle, au report des différents désordres constatés. On pourra ainsi voir, en superposant les plans, l'évolution des dégâts au fil des inspections.
On utilisera de préférence un code numérique pour l'identification des dégâts sur le plan.

Des photographies, bien repérées géométriquement, complètent le report graphique des dégâts.

En parallèle à l'établissement de ce plan, on peut tenir un protocole écrit.
On propose une forme numérique (voir 4.1.1):

maille - code dégât - paramètres d'ampleur (2)

ce qui permet un traitement électronique de ces données, non pas pour une appréciation ou un suivi des dégâts (cela serait trop imprécis), mais pour une évaluation sur l'ensemble du pont (voire même sur plusieurs ponts) du volume des travaux à effectuer.

Sur la base du plan et des photographies, on déterminera, in situ ou a posteriori, le degré de gravité des dégâts (voir 4.1.3).
Le traitement électronique de ces données peut également être envisagé.

Il est fondamental de bien séparer le relevé des dégâts, qui doit être exact et parfaitement objectif, du jugement de la gravité, qui fait intervenir une part de subjectivité.

5.2.3 Etat des équipements

Les équipements (appareils d'appui, joints de chaussée, système d'évacuation des eaux,..) doivent être l'objet d'un contrôle détaillé.

En associant le constructeur à l'inspection, on peut combiner le contrôle des parties mobiles avec leur entretien, en procédant au vérinage des appuis glissants ou au démontage des joints de chaussée.

Des moyens auxiliaires sont nécessaires: miroirs, endoscopes, caméra vidéo.

Le relevé des désordres constatés se fait sous forme écrite (numérique), appuyée par des photographies.
On peut schématiser leur emplacement sur le plan de report des dégâts apparents.

5.2.4 Suivi de la fissuration

On procède systématiquement à la recherche des fissures ouvertes, parallèlement à la détection des dégâts apparents.

Une fois repérées, les fissures sont soulignées à même la structure, leurs extrémités datées et l'ouverture apparente caractéristique mesurée. On procède de même pour les fissures anciennes, mais qui ont évolué.

Le tracé de toutes les fissures existantes est reporté sur plan (le même que pour les dégâts apparents). Les ouvertures apparentes y sont également inscrites.

En parallèle, on procède à la mesure des variations d'ouverture à l'aide d'un déformètre, simultanément sur un segment fissuré et un segment intact (voir 4.3.1).

Ce n'est que lorsque l'inspection sera terminée que, en possession de tous les renseignements (notamment de tous les relevés pour pouvoir, par superposition, déceler l'effet traversant de certaines fissures), on pourra:

- épurer les mesures des effets thermiques pour déterminer si la fissure est active ou morte,
- déterminer le degré de gravité de la fissuration dans chaque zone de l'ouvrage.

Là aussi, la distinction entre constat et jugement est importante. Il n'y a pas a priori de vilaines et de négligeables fissures.

5.2.5 Contrôles spécifiques

On propose de faire une **mesure au scléromètre** (par moyenne d'une dizaine de chocs) sur chaque 10ème maille, ceci afin de mettre en évidence (par échantillon) les zones de l'ouvrage présentant, relativement aux autres, une dureté plus faible en surface, signe peut-être d'une altération en profondeur.

La **profondeur de carbonatation** est mesurée avec le test à la phénolphtaléine. On propose de faire 1 à 5 mesures sur l'ensemble de l'ouvrage, en choisissant des emplacements sensibles. D'une inspection à l'autre, on fera les mesures dans les mêmes zones.
On ne cherchera pas tant à déterminer le moment d'atteinte du premier lit d'armatures que d'observer s'il y a ou non diminution de la vitesse d'avancement du front de carbonatation.

La **présence de chlorures** sera déterminée par un test au nitrate d'argent, exécuté parallèlement aux mesures de carbonatation. On mesurera ainsi la profondeur de pénétration.
Si cette profondeur atteint ou dépasse le lit d'armature principal, on effectuera un prélèvement à sec pour déterminer, en laboratoire, la teneur en chlorures de l'échantillon.

La détection de la **corrosion des armatures** se fait au moyen de la mesure du champ de potentiel électrochimique.
Il n'est cependant pas pensable, dans le cadre d'une inspection périodique habituelle, d'effectuer des mesures sur l'ensemble de l'ouvrage.
On propose donc de définir 4 à 5 zones-test, réparties sur tout l'ouvrage, de chacune environ 10 m2 (3 m x 3 m) et d'y effectuer systématiquement les mesures selon une maille très serrée (15 cm x 15 cm).
Par cartographie (établie après l'inspection), on détermine la présence et l'ampleur de la corrosion, et on apprécie l'évolution par rapport à l'inspection précédente.
Des zones supplémentaires seront mesurées en cas de symptômes apparents (coulures de rouille,...).

La détection de **défauts d'étanchéité** peut se faire de manière globale par thermographie (**voir 4.5.1**).
On mesurera ainsi toute la surface du revêtement, par exemple en utilisant un scanner optique. Après dépouillement des clichés, in situ ou en labo, on affinera localement les résultats avec des mesures complémetaires par radar ou par échographie.
Pour des raisons spécifiques à la méthode (température, humidité, trafic), l'ensemble de ces mesures devra peut-être être fait à un moment différent de celui de l'inspection proprement dite.

5.2.6 Suivi des déformations

On propose de se limiter à un nivellement relatif, en prenant comme point de référence une culée, voire les deux si on est sûr de la stabilité des fondations.

Dans la mesure du possible, on choisira des points de mesure au droit des porteurs principaux (âmes, poutres). On les implantera au minimum sur les appuis et à mi-portée, mais également aux quarts dans les travées importantes.

Le nivellement se fait par cheminement sur le tablier ou, de préférence, dans le caisson, où l'on peut dans bien des cas installer en permanence un système de nivellement hydrostatique.

Etant donné qu'il est difficile d'épurer les mesures des effets thermiques, on les effectuera toujours dans des conditions similaires (arrière-automne, hiver). Ces mesures ne se feront donc que rarement en coïncidence avec le gros du travail d'inspection.
On propose d'effectuer ces mesures toutes les années durant les cinq premières, puis tous les deux ans durant les quatre suivantes, puis tous les cinq ans, comme l'inspection périodique. On peut estimer ainsi au mieux les tendances d'évolution.

On interprétera les résultats sous deux aspects:

- évolution de la déformée: les lignes élastiques doivent rester affines;
- tendance d'évolution des flèches: la progression doit rester inférieure ou égale à la tendance générale (voir 4.6.3).

On effectue également une mesure des déplacements sur appuis et des ouvertures des joints.
Dans des conditions climatiques similaires, il doit y avoir stabilité.

5.2.7 Conséquences

Sur la base du travail d'inspection et d'interprétation des résultats, on peut tirer diverses conséquences:

- organiser une inspection spéciale ou des mesures complémentaires.
- mettre sur pied un processus d'auscultation détaillée,
- établir la liste des points particuliers à contrôler lors de la prochaine inspection périodique ou des prochaines inspections de routine,
- organiser les travaux d'entretien immédiats,
- établir la liste des travaux d'entretien différés (à planifier).

5.3 EXECUTION DE L'INSPECTION DE ROUTINE

5.3.1 Contenu

L'inspection de routine doit mettre en évidence les dégâts importants ou à évolution rapide, et suivre l'évolution de dégâts déjà détectés.

On se limite au contrôle de la surface de l'ouvrage, à la détection des dégâts apparents.

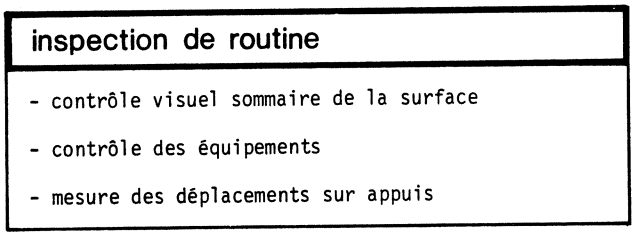


Fig. 5.5
Contenu possible
de l'inspection de routine

L'exécution de l'inspection nécessite:

- du personnel non spécialisé, mais ayant reçu une formation adéquate,
- des moyens d'accès limités,
- peu ou pas de régulation du trafic.

5.3.2 Contrôle visuel

Il n'est pas nécessaire d'inspecter la surface aussi systématiquement que lors de l'inspection périodique.
On prend toutefois la peine de contrôler toute la surface de l'ouvrage, en s'aidant par exemple de jumelles pour éviter l'utilisation d'une passerelle de visite.

On propose de procéder sur la base d'une check-liste des points principaux à contrôler. Cette liste est adaptée après chaque inspection périodique.

La maillage de la structure sert soit à positionner les dégâts importants nouvellement apparus, soit à repérer les dégâts dont on suit l'évolution.

On se contente d'un report graphique, venant en ajout de celui de l'inspection périodique précédente.

5.3.3 Conséquences

Sur la base de l'inspection de routine, on peut:

- effectuer une inspection spéciale,
- adapter la liste des points particuliers à contrôler,
- organiser les travaux d'entretien immédiats,
- établir la liste des travaux d'entretien différés (à planifier).

5.4 DOCUMENTS

Les documents nécessaires à la planification d'une surveillance systématique devraient être:

- des plans généraux conformes à l'exécution,
- une liste des points particuliers à surveiller,
- un programme de surveillance (calendrier).

Les documents nécessaires à la préparation d'une inspection telle que celle proposée sont:

- une liste des points particuliers à contrôler lors de l'inspection périodique,
- une liste des points particuliers à contrôler lors de l'inspection de routine,
- un plan de travail, avec le maillage numéroté de la structure,
- un répertoire des dégâts apparents, avec code numérique.

Les documents issus de l'inspection périodique sont:

- la représentation graphique (plan maillé) de la nature et de la position des dégâts apparents et des fissures,
- un protocole numérique complémentaire de la nature et de l'ampleur des dégâts,
- un protocole des mesures de sclérométrie, carbonatation et chlorures,
- la cartographie de la corrosion des armatures dans les surfaces échantillons,
- le cliché infra-rouge du tablier,
- les variations épurées des ouvertures des fissures,
- les variations des flèches,

- le jugement de la gravité des dégâts apparents et des fissures,
- l'évaluation de la tendance de carbonatation, de teneur en chlorures et de corrosion,
- l'évaluation de la tendance des flèches,

- la liste des points particuliers à contrôler lors des prochaines inspections de routine,
- la liste des points nécessitant une auscultation approfondie.

Chapitre 6

EXTENSION A UN SYSTEME DE MAINTENANCE ET PERSPECTIVES

Remarque liminaire

Les considérations émises dans ce chapitre sont générales. Leur but n'est que de permettre une intégration du système de surveillance proposé dans une organisation plus vaste. Tant les critères de décision que l'organisation de l'entretien nécessiteraient une étude plus approfondie avant d'être mis en application selon le système envisagé. Ce chapitre doit donc être considéré plus comme une ouverture que comme une étude achevée.

6.1 RAPPEL DES CONSIDERATIONS DE BASE

La maintenance d'un ouvrage d'art comprend deux aspects:

- la **surveillance** = procédure de contrôle et d'évaluation,
- l'**entretien ordinaire** = travaux effectués à titre préventif ou pour supprimer les désordres constatés.

Mais la maintenance occupe surtout une position cruciale quant à l'attitude que le maître de l'ouvrage doit adopter vis-à-vis de la structure. La maintenance doit permettre de réunir des éléments d'information, d'en tirer des conséquences et de leur trouver des solutions.

A la fin du processus de maintenance, il doit pouvoir être possible de déterminer si l'ouvrage peut être remis en exploitation normale ou s'il faut entreprendre des travaux d'entretien extraordinaire.

Alors que l'entretien ordinaire se contente de maintenir en état les différentes parties de l'ouvrage, l'entretien extraordinaire concerne le remplacement ou le renforcement d'éléments importants de la structure.
Avec l'entretien extraordinaire, il y a augmentation du niveau global de sécurité et d'aptitude au service, tandis qu'avec l'entretien ordinaire on conserve ce niveau tout en augmentant la durabilité.
On propose cette terminologie "ordinaire" - "extraordinaire" pour bien montrer que, si certains travaux doivent être plus ou moins régulièrement effectués durant la vie de l'ouvrage, d'autres ne devraient l'être qu'à titre exceptionnel, à l'extrême que s'il y a eu des carences dans la construction ou la maintenance.

On rappellera brièvement (voir 1.1.3) que, au sein de la maintenance, les décisions à prendre sont de trois ordres:

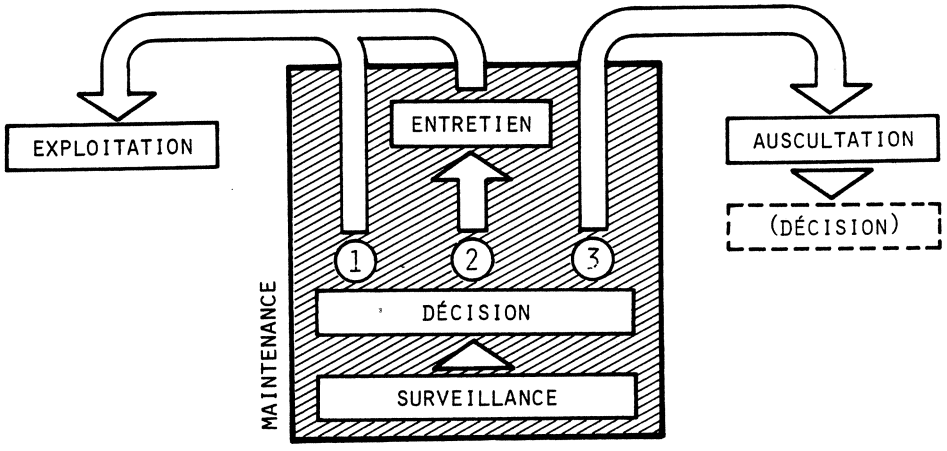


Fig. 6.1
Décisions au sein du processus de maintenance

1. ne rien faire parce qu'il n'y a pas de désordres ou que les réparations peuvent être différées;
2. entreprendre des travaux d'entretien ordinaire, soit sur la base des résultats de la surveillance, soit moyennant des contrôles complémentaires;
3. procéder à une auscultation plus approfondie qui débouchera sur les mêmes possibilités de décision, ou qui entraînera des travaux d'entretien extraordinaire.

6.2 CRITERES DE DECISION

On se limite à traiter ceux relatifs aux méthodes de contrôle ayant fait l'objet d'une analyse détaillée.
Précisons toutefois qu'il ne s'agit là que de propositions pour faciliter la décision, mais que dans tous les cas c'est le jugement personnel de l'ingénieur qui doit l'emporter.

6.2.1 Dégâts apparents

On a proposé (voir 4.1.3) d'interpréter et de classer les dégâts apparents selon un **degré de gravité** (1 à 5), affecté d'un **indice complémentaire** (a, b ou c).

C'est sur ce principe que l'on propose des critères pour une décision immédiate, et 4 conséquences possibles.

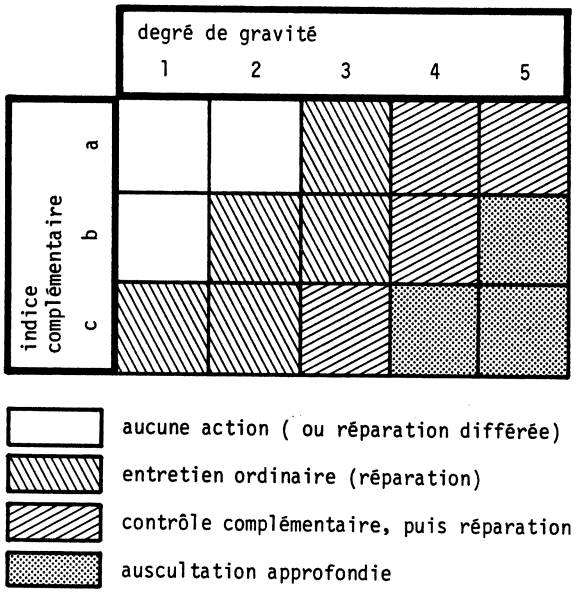


Fig. 6.2
Critères de décision
face aux dégâts apparents

6.2.2 Fissuration

On a également proposé (voir 4.3.3) le classement des fissures par **degrés de gravité.**
L'échelle va de 1 à 100.
On y associe un **indice complémentaire** (a, b ou c) tenant compte de l'importance structurale de l'élément ou de la zone fissurée.

On peut déterminer ce degré de gravité soit pour une fissure individuelle ou un groupe de fissures, soit pour une zone bien définie de l'ouvrage (élément de structure), soit enfin pour chaque maille (on peut ainsi faire une analyse comparative sur toute la surface de la structure).

On propose également de prendre une décision sur la base du degré de gravité déterminé et de tirer l'une des 4 conséquences possibles.

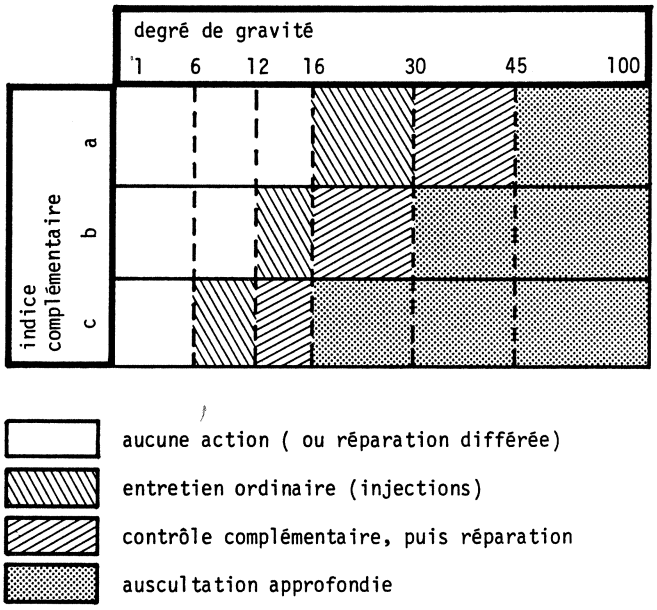


Fig. 6.3
Critères de décision face à la fissuration

En complément de ces critères grossiers, on tiendra compte des exigences concernant la durabilité (voir 4.3.3).

En ce qui concerne les modes de réparation (injections,..), il faut faire la distinction entre les fissures mortes et les fissures actives. En principe, une fissure active devrait être systématiquement l'objet d'une auscultation approfondie avant d'envisager son injection. On risque sans cela un échec de la réparation.

6.2.3 Corrosion des armatures

On a choisi de n'effectuer les mesures de détermination de la corrosion que sur quelques surfaces échantillons.
On ne peut donc pas choisir directement s'il faut réparer l'ensemble de l'ouvrage ou non.

La décision portera sur l'extension des mesures à l'ensemble de la structure, pour déterminer si le processus de corrosion a atteint d'autres zones que celles choisies comme échantillons.

On propose donc de fixer les critères de décision en fonction de la proportion de la zone-témoin atteinte sûrement ou de manière incertaine par la corrosion.

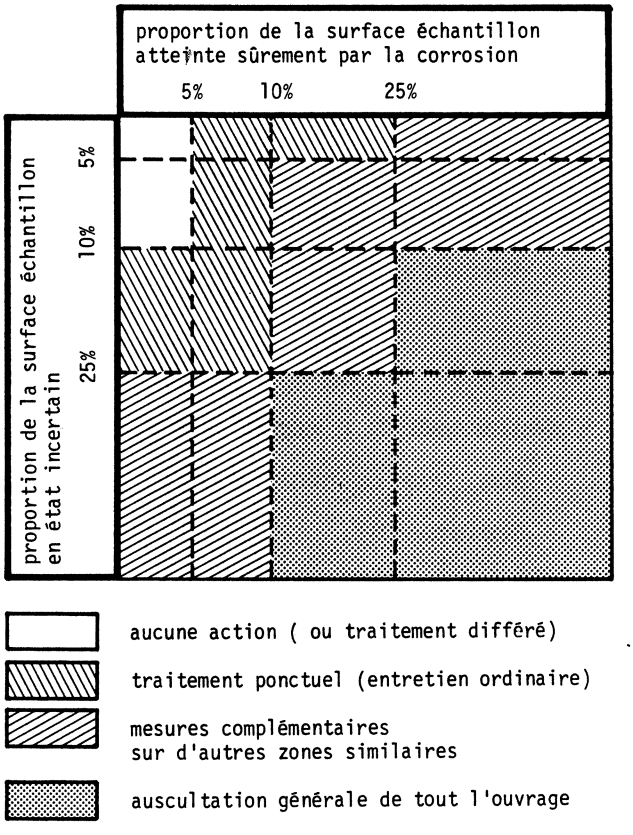


Fig. 6.4
Critères de décision face à la corrosion

On tiendra cependant également compte de renseignements complémentaires qui pourraient expliquer une corrosion très localisée: trou dans l'étanchéité, pipette défectueuse,...

6.2.4 Défaut d'étanchéité

On a choisi de baser la détection des défauts d'étanchéité sur l'interprétation de clichés thermographiques.

On propose d'adopter la procédure suivante:

- **défauts localisés:**
  - affinage local des mesures par radar ou échographie,
  - ouverture de fenêtres,
  - réparation;
- **défauts généralisés** ou incertitude globale:
  - ouverture d'une fenêtre,
  - calibrage de l'appareillage radar ou échographique,
  - mesures détaillées sur toute la surface.

6.2.5 Déformations

La décision doit porter uniquement sur le déclenchement ou non d'une auscultation approfondie, analyse détaillée devant trouver l'origine des désordres.

On propose de choisir les critères suivants:

- **déplacements d'appui dus à des effets thermiques:**
  dès que la non-réversibilité dépasse 10% de la valeur maximale du déplacement,
- **flèche du tablier:**
  dès que l'augmentation de la flèche s'écarte de plus de 20% de la tendance attendue (voir 4.6.3) ou dès que le rapport avec la portée dépasse 1/500.

6.3 ENTRETIEN ORDINAIRE

Il n'entre pas dans le cadre de ce travail de faire de longues considérations sur les techniques ou l'organisation de l'entretien.

Il nous semble toutefois nécessaire de préciser certaines notions afin de pouvoir les intégrer dans le système de maintenance.

6.3.1 Objectifs de l'entretien

L'entretien d'un ouvrage doit permettre que, à aucun moment, la sécurité des usagers ne soit mise en danger par l'altération ou la rupture de la structure ou d'un élément de celle-ci.
Un deuxième objectif consiste à conserver à l'ouvrage la plus haute valeur possible par rapport au capital investi.

L'entretien ordinaire recouvre les travaux effectués à titre prophylactique pour maintenir l'aptitude au service d'un ouvrage, ou à titre curatif pour supprimer les dégâts constatés lors des inspections de surveillance.

Contrairement à l'entretien extraordinaire, l'entretien ordinaire n'entraîne aucune modification des caractéristiques structurales ou d'exploitation de l'ouvrage.

Les opérations d'entretien ordinaire doivent permettre d'atteindre les objectifs suivants:

- conservation ou rétablissement de l'intégrité de la structure,
- maintien de conditions optimales de circulation,
- conservation ou rétablissement des conditions de durabilité des matériaux,
- maintien de la pleine capacité de fonctionnement des équipements.

Les travaux d'entretien ordinaire s'attachent donc particulièrement à effectuer

- le nettoyage de zones encrassées ou attaquées,
- la remise en état de surfaces soumises à usure,
- le remplacement d'éléments cassés ou déformés,
- la réparation de couches de protection dégradées,
- la reconstitution de zones désintégrées ou fissurées.

6.3.2 Méthodes et techniques d'entretien

On peut grouper les travaux d'entretien ordinaire en trois catégories:

- travaux de protection,
- travaux de conservation,
- travaux d'assainissement.

Les travaux de protection sont les travaux effectués à titre préventif pour créer un écran entre la structure et la sollicitation qui pourrait l'endommager:

- application d'un enduit épais ou d'une imprégnation sur les parapets et les bordures pour les protéger des giclures d'eau salée,
- remise en peinture des parties métalliques exposées à l'atmosphère,
- création de pipettes et de larmiers pour drainer les corps creux ou empêcher les coulures,
- mise en place de treillis métallique sous tension électrique pour créer une protection cathodique des armatures,...

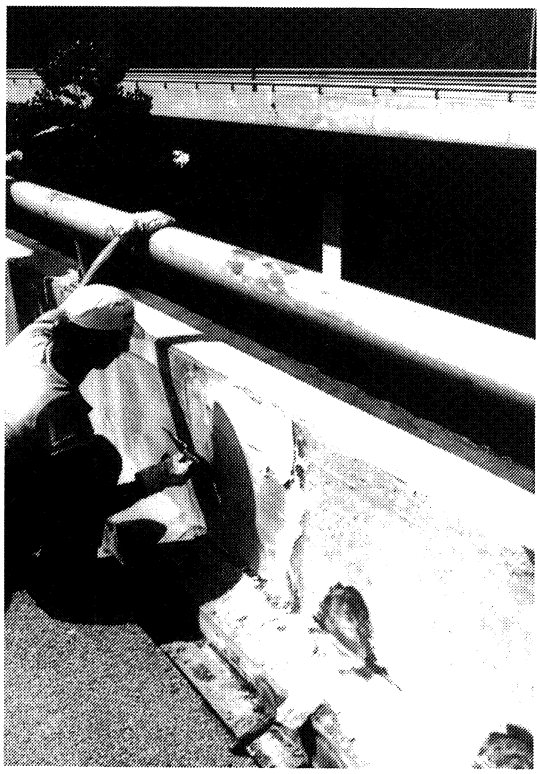


Fig. 6.5
Travaux de protection du béton des parapets

Par **travaux de conservation**, il faut entendre les travaux qui permettent à l'ouvrage ou à une partie de celui-ci de garder sa complète aptitude au service:

- graissage des appareils d'appui glissants,
- nettoyage des joints de chaussée, par brossage ou pression d'eau, avec ou sans démontage de l'appareil,
- remplacement partiel ou complet du revêtement ou de l'étanchéité,
- remplacement de boulons de charpente ou de glissière,
- vérinage d'appuis pour compenser les tassements,...



Fig. 6.6
Entretien d'un joint de chaussée

Les **travaux d'assainissement** sont les travaux qui doivent être entrepris pour redonner à la structure une qualité de service et des conditions de durabilité qu'elle a perdues:

- reconstitution du béton au moyen de mortier de résine, de béton coffré ou de béton projeté,
- traitement d'armatures corrodées par la constitution d'une couche de protection (peinture ou enrobage) ou par leur remplacement,
- injection des fissures avec un coulis de ciment, des silicates ou des polymères,...



Fig. 6.7
Traitement des armatures
et reconstitution du béton

6.3.3 Organisation de l'entretien

L'entretien ordinaire pourrait être considéré comme un tout, dont les travaux seraient exécutés en fonction des dégâts constatés. On aurait cependant sous la même dénomination des travaux très simples (curage de canalisations) et d'autres beaucoup plus complexes (injection de fissures).

Il nous semble donc préférable de subdiviser les opérations d'entretien selon les genres de travaux considérés.
L'entretien ordinaire se décompose alors en

- **entretien courant,**
- **entretien spécialisé.**

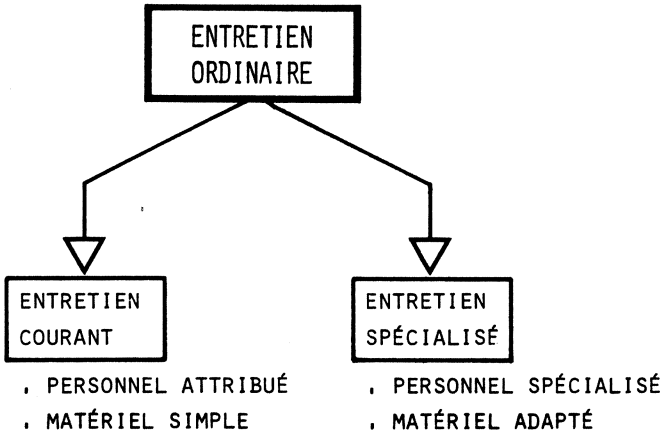


Fig. 6.8
Découpage de l'entretien ordinaire

Chacun de ces deux volets peut se séparer en

- travaux planifiables, dont l'exécution est plus ou moins indépendante de la présence de dégâts (nettoyages,...),
- travaux non planifiables, dont l'exécution dépend de la mise en évidence de dégâts lors d'une inspection.

6.3.4 Exécution de l'entretien courant

L'**entretien courant** comprend essentiellement les travaux touchant le fonctionnement de l'ouvrage et son intégration comme élément faisant partie de la voie de circulation.

Il se déroule pour une part selon un programme préétabli (planifié) et, pour une autre part, selon l'apparition des dégâts.
Il regroupe les travaux ne nécessitant qu'un matériel simple et pouvant être exécutés par le personnel attribué de manière permanente au maître de l'ouvrage ("service d'entretien").

Il peut comprendre:

- curage du système d'évacuation des eaux,
- nettoyage des joints et appareils d'appui,
- enlèvement de la végétation sur les perrés,
- ragrégeage localisé du béton,
- retouches localisées de peinture,
- remplacement de pièces manquantes ou cassées,
- colmatage de trous dans le revêtement,...

6.3.5 Exécution de l'entretien spécialisé

L'**entretien spécialisé** concerne les travaux pour lesquels l'ouvrage est considéré comme une structure et comme un élément particulier de la voie de circulation.

On peut également le décomposer en deux volets (planifié et non planifié).
Il regroupe les travaux demandant un matériel adapté à leur exécution et du personnel spécialisé.

Il peut comprendre:

- remplacement d'éléments de structure (dalle,..),
- reconstitution de sections de béton,
- injection de fissures,
- remise en peinture complète d'une charpente,
- reconstitution et traitement de protection de surfaces,
- démontage, nettoyage et graissage des appareils d'appui et des joints de chaussée,
- remplacement de l'étanchéité,
- remplacement d'appareils d'appui,...

6.4 DEROULEMENT IDEAL DE LA MAINTENANCE

En fonction de l'organisation possible de la surveillance et de l'entretien, on propose finalement une possibilité de déroulement de la maintenance d'une série d'ouvrages d'art.

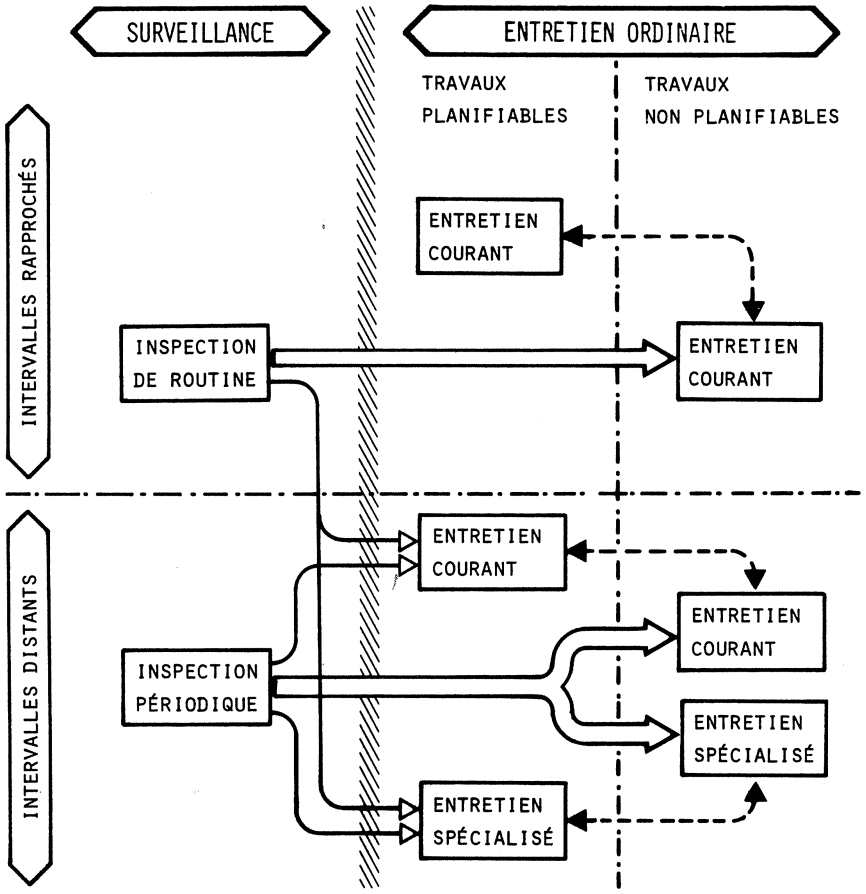


Fig. 6.9
Schéma de déroulement du processus de maintenance

Les ponts sont soumis à intervalles fixes (tous les cinq ans) à une **inspection périodique** détaillée, d'un contenu standard. Celle-ci doit permettre d'avoir une image complète de l'état et du comportement de l'ouvrage.

En parallèle, on procède à un certain nombre de travaux d'**entretien courant** et d'**entretien spécialisé** dont l'exécution périodique a été planifiée pour ce terme. Il s'agit essentiellement de travaux de nettoyage et de remplacement (peinture, appuis, revêtement,..). Le contenu varie selon les ouvrages et la planification établie.

Si l'inspection détecte des dégâts et est suffisamment complète pour permettre d'évaluer leurs causes et leurs conséquences, des travaux d'**entretien supplémentaires** (non planifiés) sont exécutés pour les supprimer.

Par contre, si les résultats de l'inspection sont insuffisants pour pouvoir porter un jugement, on procède à une **auscultation** élaborée sur mesures pour mieux cerner les désordres détectés; des travaux d'entretien spécialisés en découleront.
Dans les deux cas, une **inspection spéciale** fait suite aux travaux afin de contrôler leur exécution et de mettre à jour la référence nécessaire aux inspections suivantes.

Entre les inspections périodiques et les travaux qui en découlent, on intercale trois **inspections de routine** (tous les 15 mois). Elles ont également un contenu standard, mais qui est complété par une liste de points particuliers à observer, liste issue de l'inspection périodique précédente.
En parallèle, on procède également aux travaux d'entretien courant planifiés (nettoyages).

Si l'inspection de routine détecte des dégâts, on essaie de les supprimer par des travaux d'entretien courant supplémentaires ou de reporter leur analyse à une inspection périodique ultérieure.
Si cela n'est pas possible, on passe en phase d'auscultation et on sort alors du cadre de la maintenance tel qu'il a été défini.

Dans tous les cas, si les dégâts sont de peu de gravité, on a la possibilité de reporter les travaux d'entretien qui en découlent à une date ultérieure. Cela présente l'avantage de faire passer ces travaux d'un état non planifié à un **état planifié**; on est ainsi moins pressé par le temps.

Un tel système de maintenance tente d'avoir un maximum d'opérations planifiées, tant par leur échéance que par leur contenu.
C'est notamment le cas pour les inspections et pour une partie des travaux d'entretien. On peut ainsi alléger le problème global de la gestion des ouvrages d'art, et notamment ses répercussions financières.

L'organisation de la maintenance peut varier fortement d'un propriétaire d'ouvrage à l'autre, en l'occurence entre cantons.

Il est cependant un certain nombre de constantes que l'on peut conserver au-delà des systèmes administratifs particuliers:

- les inspections doivent être faites régulièrement, sur tous les ponts, sans préjugés sur leur état;
- l'exécution des inspections peut être sous-traitée à divers bureaux d'ingénieurs indépendants, à condition que le cahier des charges soit bien défini, que la terminologie des dégâts soit sans équivoque et que la forme des rapports d'inspection soit uniforme;
- la compétence de décision reste en mains du propriétaire de l'ouvrage ou de son représentant, même si les organes d'inspection font des propositions;
- une partie des travaux d'entretien devrait pouvoir être faite par le "service d'entretien" du réseau routier, en tous cas pour ce qui concerne l'entretien courant;
- les différents travaux d'entretien spécialisé doivent être parfaitement définis, être exécutés par des entreprises dont la compétence est reconnue, et utiliser exclusivement des produits de réparation ayant fait leurs preuves.

Chapitre 7

RESUME ET CONCLUSIONS

La **maintenance** d'un ouvrage d'art, c'est-à-dire son "maintien en état", occupe une position clé entre une situation normale (exploitation) et une situation anormale (réparations).
Par une attribution judicieuse à la surveillance et à l'entretien de moyens adéquats, on doit pouvoir:

- garantir la sécurité des usagers,
- conserver l'aptitude au service de l'ouvrage,
- assurer sa durabilité,

et ceci de manière aussi rationnelle et économique que possible.

Cependant, si l'on veut parler de "maintenance", de "surveillance" et d'"entretien", il faut au préalable définir précisément les notions que recouvrent ces termes.
On propose donc de ne parler de **surveillance** que pour des ouvrages a priori sains et pour lesquels il s'agit de mettre en évidence des désordres ou des dégradations; les opérations de surveillance doivent être suivies d'un processus de décision permettant de déterminer si les dégâts constatés peuvent être facilement supprimés ou s'il faut pousser plus avant un programme d'auscultation spécifique qui permettrait d'en juger l'ampleur et les conséquences.
On parlera d'**entretien ordinaire** lorsque les travaux qui découlent de la surveillance sont simples et d'ampleur limitée, et qu'ils résultent de désordres parfaitement identifiés ou d'une usure prévisible de certaines parties de l'ouvrage. Pour les travaux de réparation de dégâts à caractère exceptionnel ou d'usure importante et étendue, on parlera plutôt d'entretien extraordinaire.
On propose de limiter la **maintenance** aux domaines de la surveillance et de l'entretien ordinaire (voir chapitre 1).

Après une brève énumération des défauts et dégâts qu'on peut s'attendre à rencontrer sur un pont (chapitre 2), il est procédé à un inventaire des différentes méthodes et techniques permettant le contrôle d'un ouvrage d'art (chapitre 3). Cela permet, après un tri adapté aux objectifs visés, d'établir une liste des techniques rationnellement utilisables pour la surveillance.
L'étude détaille ensuite (chapitre 4) les considérations théoriques et les possibilités de réalisation in situ de six volets de contrôle importants.

Sur la base des méthodes de contrôle effectivement à disposition du gestionnaire d'ouvrages d'art, on propose un **modèle d'exécution de la surveillance** (chapitre 5).
Celle-ci devrait s'exécuter régulièrement, sur tous les ponts, au moyens d'**inspections.**
Les **inspections périodiques**, exécutées tous les cinq ans, forment l'ossature de ce programme. On y vérifie l'état des matériaux, l'état de l'ouvrage et des équipements, ainsi que le comportement de la structure. On propose d'y faire:

- un contrôle visuel détaillé de la surface,
- un contrôle détaillé des équipements,
- un relevé et un suivi de la fissuration,
- des mesures échantillonnées de compacité, de carbonatation, de présence de chlorures, de corrosion des armatures et d'efficacité de l'étanchéité,
- un suivi des flèches du tablier, des déplacements sur appuis et des mouvements des fondations.

Un tel programme, très complet, risque cependant de laisser échapper des désordres à évolution rapide. On propose donc d'intercaler, tous les quinze mois, des **inspections de routine** d'un contenu plus simple, mais néanmoins formalisé:

- contrôle visuel sommaire de la surface et des équipements,
- mesure des déplacements sur appuis.

Une telle **méthodologie de surveillance** est ambitieuse et son organisation est plus complexe que ce qui est généralement en vigueur actuellement. L'auteur est cependant convaincu que c'est le seul moyen d'avoir en permanence une image aussi actualisée que possible de l'état et du comportement de l'ensemble des ponts d'un réseau routier. Ceci devrait permettre de pouvoir planifier à moyen terme et de manière détaillée les opérations de surveillance et d'entretien, limitant par là les à-coups dans les systèmes administratifs, les pointes dans les demandes de crédits d'entretien et l'altération trop marquée de l'aptitude au service, de la sécurité de l'ouvrage et de son exploitation.

Seule une proposition pour la surveillance a été faite ici, Pour qu'un système efficace de maintenance puisse être mis concrètement sur pied, il serait souhaitable d'aborder de manière détaillée d'autres volets:

- méthodes et techniques d'entretien,
- critères de décision,
- organisation administrative du système proposé,
- coûts effectifs,
- formation du personnel.

N.B.
La terminologie utilisée, adoptée de manière rigoureuse durant tout le programme de recherche, diffère quelque peu de celle admise récemment par plusieurs associations professionnelles (voir annexe 1). Les principes de base restent cependant les mêmes.

ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die **Erhaltung** eines Ingenieurbauwerks nimmt eine Schlüsselstellung ein zwischen dem Normalzustand (Nutzung, Betrieb) und einem anormalen Zustand (Reparatur).

Durch eine zweckmässige Zuteilung der Mittel an Ueberwachung und Unterhalt werden folgende Aufgaben in möglichst rationeller und wirtschaftlicher Weise erfüllt:
- Sicherheit der Benützer,
- Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks,
- Dauerhaftigkeit des Bauwerks.

Als erstes müssen die einzelnen Begriffe "Erhaltung", "Ueberwachung" und "Unterhalt" genauer definiert werden.

Die **Ueberwachung** bezieht sich auf das Beobachten von vorwiegend gesunden Bauwerken, bei denen Mängel oder Alterungsschäden aufgedeckt werden müssen. Der Ueberwachung folgt ein Entscheidungsprozess, der eine Beurteilung der beobachteten Schäden enthält und aus dem hervorgeht, ob die Schäden behoben werden können oder ob eine genauere Untersuchung durchgeführt werden muss.

Der **ordentliche Unterhalt** umfasst die Reparaturarbeiten einfacher Natur und von beschränktem Umfang, die aus der Ueberwachung hervorgehen. Die Reparaturarbeiten grösseren Umfangs sowie das Beheben von bedeutenden Schäden oder grossflächigen Alterungserscheinungen werden als ausserordentlicher Unterhalt bezeichnet.

Im Rahmen dieses Berichts umfasst die Erhaltung nur die Arbeiten der Ueberwachung und des ordentlichen Unterhalts (Kapitel 1).

Nach einer kurzen Beschreibung der Mängel und Schäden, die häufig bei einem Brückenbauwerk beobachtet werden (Kapitel 2), wird ein Inventar der verschiedenen Methoden und Techniken erstellt, um eine Zustandsaufnahme durchzuführen (Kapitel 3). Dies erlaubt, nach einer entsprechenden Auswahl, eine Liste der im Rahmen der Ueberwachung möglichen Kontrollen zu erstellen.

Anschliessend werden (Kapitel 4) die theoretischen Grundlagen und die Feldtauglichkeit von sechs ausgewählten Kontrollmethoden abgeklärt. Aufgrund dieser Kontrollmethoden, die dem Brückeningenieur tatsächlich zur Verfügung stehen, wird ein Vorschlag für die Ueberwachung ausgearbeitet (Kapitel 5).

Die Ueberwachung sollte an allen Brücken regelmässig durchgeführt werden, und zwar in Form von **Inspektionen**.

Die **periodischen Hauptinspektionen**, die alle fünf Jahre stattfinden, bilden das Gerippe der Ueberwachung. Ueberprüft werden dabei der Zustand der Materialien, der Zustand des Bauwerks und seiner Ausrüstungen sowie das Verhalten des Bauwerks. Die periodischen Hauptinspektionen beinhalten folgende Punkte:

- eine visuelle Kontrolle der Aussenflächen,
- eine genaue Ueberprüfung der Ausrüstungen,
- eine Aufnahme der Risse,
- eine stichprobenweise Ueberprüfung der Festigkeit, der Karbonatisierung, des Chloridgehalts, der Korrosion der Bewehrung, der Wirksamkeit der Abdichtung,
- ein Nivellement des Brückenoberbaus sowie eine Aufnahme der Auflager- und Fundationsverschiebungen.

Eine Ueberwachung in Form von periodischen Hauptkontrollen kann jedoch Schäden, die sich rasch entwickeln, nicht zeitgerecht erfassen. Deshalb wird vorgeschlagen, **Zwischenkontrollen** im Abstand von 15

Monaten einzuplanen. Diese sollten folgende Punkte umfassen:

- eine oberflächliche Kontrolle der Aussenflächen und der Ausrüstungen
- eine Kontrolle der Auflagerverschiebungen.

Ein solches Ueberwachungskonzept ist aufwendig und übersteigt den Rahmen dessen, was heute im allgemeinen üblich ist. Der Verfasser ist jedoch überzeugt, dass dies die einzige Möglichkeit ist, um dauernd über den Zustand und das Verhalten der Brückenbauwerke im Bild zu sein. Eine solche Ueberwachung würde es auch erlauben, mittelfristig und in detaillierter Weise die Arbeiten des Unterhalts zu planen und somit einerseits die Sicherheit und die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks dauernd zu gewährleisten und andererseits den administrativen Ablauf und die Kreditnachfrage zu erleichtern.

In diesem Bericht wurde in erster Linie ein Vorschlag für die Ueberwachung ausgearbeitet. Um die Erhaltung eines Brückenbauwerks langfristig sicherzustellen, sollten noch folgende Punkte in detaillierter Weise abgeklärt werden:

- Methoden und Techniken des Unterhalts,
- Entscheidungsgrundlagen für die Beurteilung,
- administrative Durchführung des Programms,
- tatsächliche Kosten,
- Ausbildung des Personals.

NB In diesem Forschungsprojekt wird systematisch eine gewisse Terminologie angewandt. Diese weicht leicht von derjenigen ab, die von einigen Berufsverbänden (siehe Anhang 1) eingeführt wurde. Die Grundlagen bleiben jedoch erhalten.

Annexe 1

TERMINOLOGIE

Schéma de terminologie

proposé par l'IBAP

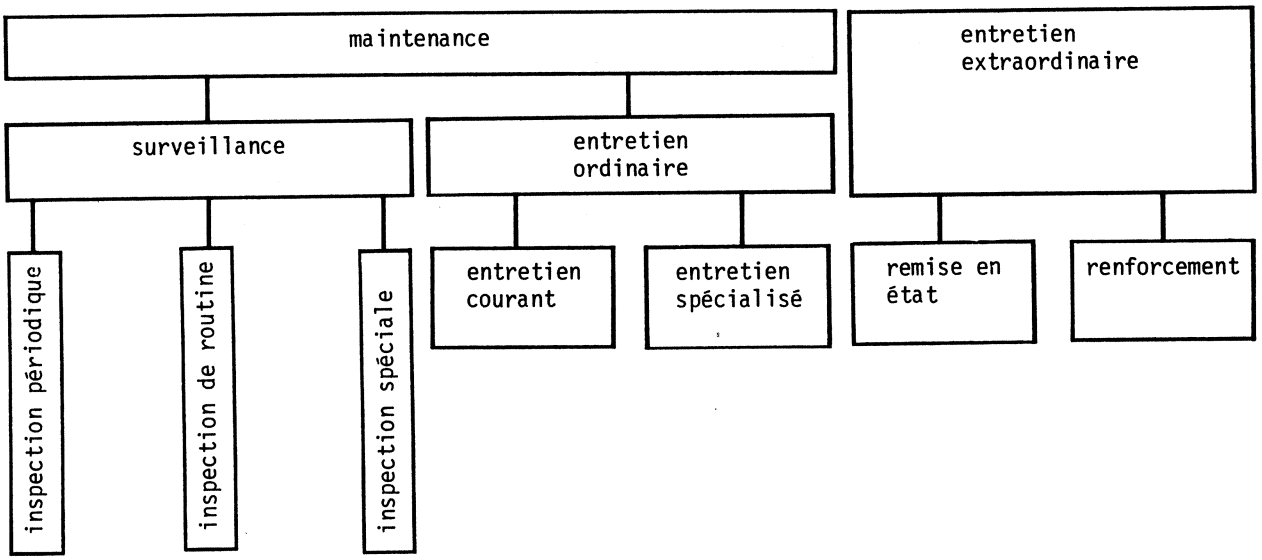
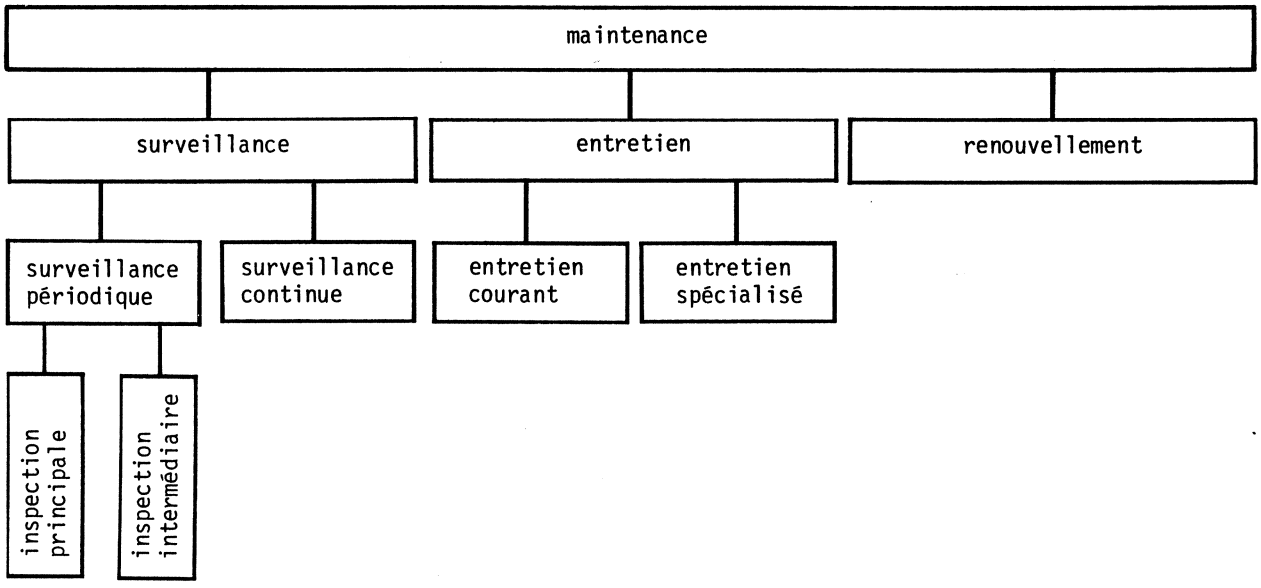


Schéma de terminologie

adopté par le groupe de coordination SIA/VSS/VSI



gestion d'un ouvrage	ensemble des décision et des mesures techniques permettant d'exploiter, de maintenir et de réhabiliter un ouvrage
maintenance	ensemble des mesures techniques actives qui assurent une exploitation normale de l'ouvrage par le maintien au niveau voulu de sa sécurité et de son aptitude au service
surveillance	constatation et évaluation permanente de l'état et du comportement de l'ouvrage, au moyen d'inspections
inspection périodique	ensemble des contrôles donnant, à intervalles fixes, une image complète de l'état et du comportement de l'ouvrage
inspection de routine	contrôle simplifié et réduit permettant de détecter les dégâts importants mettant en danger la sécurité et l'aptitude au service
critère de décision	moyen auxiliaire d'appréciation pour juger des conséquences à tirer des résultats d'une inspection
entretien ordinaire	travaux visant à maintenir la sécurité, l'aptitude au service et la durabilité de l'ouvrage
entretien extraordinaire	travaux visant à rétablir ou à augmenter la sécurité, l'aptitude au service et la durabilité de l'ouvrage

entretien courant	travaux d'ampleur limitée, visant essentiellement à maintenir le fonctionnement des équipements et de l'ouvrage
entretien spécialisé	travaux particuliers visant à supprimer des dégâts ou à remplacer des parties usées de l'ouvrage
infrastructure	ensemble des éléments de l'ouvrage, assurant la transmission des charges sur le sol (fondations, piles, culées)
superstructure	ensemble des éléments de l'ouvrage créant le système statique désiré (tablier, arc, mât, haubans)
tablier	partie horizontale de la superstructure porteuse (poutres, caisson, dalle de roulement)
dalle de roulement	partie supérieure de l'ouvrage, supportant directement le revêtement de la chaussée
état	aspect et qualité mécanique et physique des matériaux et des éléments de structure, à un moment donné
comportement	réponse de la structure ou d'une partie de celle-ci à une sollicitation donnée

Annexe 2

Méthodes et techniques de contrôle

On donne ici la liste de l'inventaire effectué dans le fascicule "**Méthodes et techniques de contrôle**" du rapport de recherche "Concept de maintenance des ouvrages d'art".

Les méthodes sont classées selon les domaines d'investigation (voir paragraphe 3.1).

11 ETAT DU BETON

111	résistance	111.1	essai de compression sur éprouvette
		111.2	test de pénétration
		111.3	test d'arrachement
		111.4	scléromètre
		111.5	ultra-sons
112	homogénéité	112.1	martèlement
		112.2	ultra-sons
		112.3	échographie
		112.4	radiométrie
		112.5	radiographie
		112.6	radioscopie
		112.7	radar à impulsions
113	carbonatation	113.1	test à la phénolphtaléine
		113.2	analyse physico-chimique
114	chlorures	114.1	test au nitrate d'argent
		114.2	test à la fluorescéine
		114.3	papier indicateur
		114.4	analyse chimique
115	perméabilité	115.1	absorption d'eau
		115.2	analyse microscopique
116	composants	116.1	analyse chimique
117	fissuration	117.1	contrôle visuel
		117.2	ultra-sons
		117.3	martèlement

12 ETAT DES ACIERS DE CONSTRUCTION

121	peinture	121.1	contrôle visuel
		121.2	essai d'adhérence
		121.3	essai de quadrillage
		121.4	jauge d'épaisseur
		121.5	induction électromagnétique
122	corrosion	122.1	contrôle visuel
		122.2	ultra-sons
		122.3	radiographie

123	fissuration	123.1	contrôle visuel
		123.2	ressuage
		123.3	ultra-sons
		123.4	échographie
		123.5	magnétoscopie
		123.6	sonde de potentiel
		123.7	radiographie

13 ETAT DES ARMATURES

131	enrobage	131.1	saignée/décapage
		131.2	induction magnétique
		131.3	mesure de potentiel
		131.4	radiographie
132	emplacement	132.1	induction magnétique
		132.2	thermographie
		132.3	mesure de potentiel
		132.4	radiographie
133	corrosion	133.1	saignée/décapage
		133.2	mesure de potentiel électrochimique
		133.3	radiographie
134	injection	134.1	endoscopie
		134.2	ultra-sons
		134.3	radiographie
135	rupture	135.1	mesure de vibrations
		135.2	bobines magnétiques
		135.3	radiographie

21 ASPECT GENERAL

211	cassures/désintégration	211.1	contrôle visuel
		211.2	ultra-sons
		211.3	radiographie
212	qualité de la surface	212.1	contrôle visuel
		212.2	martèlement
		212.3	scléromètre
		212.4	ultra-sons
213	humidité	213.1	contrôle visuel
		213.2	résistivité électrique
		213.3	thermographie

22 DEFORMATIONS ET DEPLACEMENTS

221	flèches	221.1	contrôle visuel
		221.2	nivellement optique
		221.3	nivellement hydrostatique

222	déformations	222.1	contrôle visuel
		222.2	mesures géométriques
		222.3	relevé géodésique
		222.4	extensométrie
223	déplacements	223.1	règle graduée
		223.2	plomb otique
		223.3	relevé géodésique

23 ETAT DE FISSURATION

231	localisation	231.1	contrôle visuel
		231.2	ultra-sons
		231.3	radiographie
232	ouverture	232.1	témoins
		232.2	loupe graduée
		232.3	extensomètre

24 ETAT DE CORROSION

241	détection	241.1	contrôle visuel
		241.2	décapage
		241.3	mesure de potentiel électrochimique
		241.4	bobines magnétiques
242	ampleur	242.1	décapage
		242.2	mesure de potentiel électrochimique

25 ETAT DE CONTRAINTE

251	béton	251.1	extensométrie
		251.2	corde vibrante
		251.3	libération des contraintes
252	aciers	252.1	extensométrie
		252.2	bobines magnétiques
253	précontrainte	253.1	extensométrie
		253.2	dynamomètre
		253.3	bobines magnétiques
		253.4	mesure de vibrations
		253.5	tensiomètre

26 ETAT DES EQUIPEMENTS

261	appuis	261.1	contrôle visuel
		261.2	dynamomètre
		261.3	soulèvement d'appui
262	joints de chaussée	262.1	contrôle visuel
263	évacuation des eaux	263.1	contrôle visuel

264	revêtement/étanchéité	264.1	contrôle visuel
		264.2	carottages
		264.3	résistivité électrique
		264.4	échographie
		264.5	radar à impulsions
		264.6	thermographie
		264.7	nucléodensimétrie

27 ETAT DE L'INFRASTRUCTURE

271	état des matériaux	271.1	contrôle visuel
		271.2	mesures instrumentées
272	mouvements des fondations	272.1	nivellement
		272.2	mesures géodésiques
		272.3	mesures inclinométriques
273	système de drainage	273.1	contrôle visuel
		273.2	analyse chimique

31 EVOLUTION DES DEFORMATIONS

311	flèches	311.1	nivellement optique
		311.2	nivellement hydrostatique
		311.3	nivellement par fil
312	déplacements sur appui	312.1	règle graduée
		312.2	capteur de déplacement
		312.3	plomb optique
313	pentes	313.1	inclinomètre
		313.2	nivellement hydrostatique
314	allongements relatifs	314.1	extensométrie par jauge
		314.2	extensométrie mécanique
		314.3	corde vibrante

32 EVOLUTION DES EFFORTS

321	précontrainte	321.1	dynamomètre
		321.2	tensiomètre
		321.3	décollement
322	réactions d'appui	322.1	dynamomètre
		322.2	soulèvement
323	efforts intérieurs	323.1	extensométrie
		323.2	corde vibrante

33 REPONSE STATIQUE

331	sollicitation	331.1	charges ponctuelles
		331.2	charge répartie
		331.3	charge roulante
332	mesure des déformations	332.1	fleximètre mécanique
		332.2	flexigraphe à laser
		332.3	nivellement

34 REPONSE DYNAMIQUE

341	génération	341.1	excitation harmonique
		341.2	réponse libre
		341.3	excitation aléatoire
342	mesure	342.1	capteur inductif
		342.2	flexigraphe à laser
		342.3	capteurs absolus

Annexe 3

Répertoire des dégâts apparents

On donne ici uniquement une liste des différents dégâts apparents possibles et une proposition de codification numérique.
Les différentes fiches d'identification (voir fig. 4.1) font l'objet du fascicule "**Répertoire des dégâts apparents**" qui est annexé au rapport de recherche "Concept de maintenance des ouvrages d'art".

Ce répertoire s'inspire de nombreuses listes similaires existant en Suisse et à l'étranger [102, 105, 528, 529, 530].

Il ne s'agit cependant que d'une proposition, encore lacunaire, et ce document de travail demanderait à être affiné et complété avant de pouvoir être mis effectivement en application selon la méthode préconisée.

COMPORTEMENT

101	déformation permanente
102	flèche permanente
121	déplacement relatif
122	blocage
141	vibration

ELEMENT EN BETON

201	efflorescence
202	concrétion
203	tache d'humidité
204	coulure
205	salissure
221	gonflement
222	épaufrure
223	écaillage
224	usure
225	désintégration
251	faïençage
252	fissure longitudinale
253	fissure transversale
254	fissure diagonale
255	fissure sur armature
256	fissure quelconque
257	cassure

ELEMENT EN ACIER

301	cloquage de la peinture
302	écaillage de la peinture
303	tache d'humidité
304	coulure
305	enrouillement
306	corrosion par piqûres
307	corrosion généralisée
321	foisonnement
322	gonflement
323	réduction d'épaisseur
324	perforation
351	fissure longitudinale
352	fissure transversale
353	fissure d'angle
354	fissure sur soudure
355	fissure quelconque
356	cassure
371	boulon desserré
372	boulon cassé
373	boulon manquant
374	soudure cassée

ARMATURE

401	barre dénudée
402	gaine dénudée
403	câble dénudé
404	barre rouillée
421	barre diminuée
422	barre rompue
423	câble rompu
441	cachetage défectueux
442	ancrage rouillé

APPAREIL D'APPUI

501	encrassement par détritus
502	encrassement par rouille
503	rupture du rail de guidage
504	fissure du rouleau
505	rupture du rouleau
506	fissure du néoprène
507	fluage du teflon
508	corrosion du métal
509	rouille expansive

510 détérioration du lit de pose
511 descellement des pattes d'ancrage
512 écrasement du néoprène

513 humidité
514 eau stagnante

JOINTS DE CHAUSSEE

601 encrassement par détritus
602 encrassement par rouille

603 corrosion du métal
604 rouille expansive

605 descellement des pattes d'ancrage
606 rupture de boulons
607 desserrement de boulons
608 fissuration de parties métalliques

609 cordon de néoprène sorti / cassé

610 humidité
611 eau stagnante

612 battement sous trafic
613 butée
614 dénivellation
615 défaut de parallélisme
616 cisaillement

REVETEMENT / ETANCHEITE

701 faïençage
702 nid de poule
703 trou
704 usure marquée
705 ornièrage

706 fissure le long d'une reprise
707 fissure le long d'une bordure
708 fissure quelconque

709 soulèvement différentiel
710 décollement en bordure
711 altération du joint de mastic
712 cloquage
713 pipette active
714 pipette obstruée

EVACUATION DES EAUX

801 eau stagnante
802 tuyau déboîté
803 fuite à un raccord
804 canalisation obstruée
805 gel
806 eau résiduelle en surface de chaussée
807 engorgement

FONDATIONS / CULEES

901 affouillement
902 dégarnissage de maçonnerie

903 tassement
904 basculement

905 érosion de talus
906 glissement de talus

907 retenue d'eau
908 drain colmaté
909 déformation du sol

La page suivante donne un exemple d'une des fiches d'identification déjà élaborées.

ARMATURE

404

barre rouillée



DESCRIPTION

barre d'armature corrodée, mise en évidence par sa dénudation ou par la couleur ocre des coulures ou des efflorescences

ORIGINE / CAUSES POSSIBLES

- dénudation
- infiltration d'eau (étanchéité défectueuse)
- enrobage insuffisant
- carbonatation
- présence de chlorures

CONSEQUENCES POSSIBLES

- épaufrures par suite du foisonnement de la rouille
- fissuration
- diminution de section des barres
- perte d'adhérence des barres
- déformation de la structure
- coulures inesthétiques

AUTRES ASPECTS A INSPECTER

- état de corrosion des barres avoisinantes
- adhérence de l'enrobage
- carbonatation, présence de chlorures, venues d'eau
- état de l'étanchéité
- fissuration de la zone concernée
- déformations

PARAMETRES

☐☐ longueur cumulée des tronçons de barre rouillés, en m

☐☐ aspect des barres
01 = armature totalement dénudée
02 = armature partiellement dénudée
03 = uniquement coulures en surface

Annexe 4

BIBLIOGRAPHIE

1. REGLEMENTATION

[101] Norme SIA 160
Charges, mise en service et surveillance des constructions
Société suisse des ingénieurs et architectes, Zürich, 1970

[102] Directive SIA 160/3
* **Inspections périodiques des ponts**
Société suisse des ingénieurs et architectes, Zürich, 1975

[103] Recommandation SIA 169 (à paraître)
* **Maintenance des ouvrages de génie civil**
Société suisse des ingénieurs et architectes, Zürich, 1987

[104] Ministère français des transports, Direction générale des transports intérieurs
* **Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art**
Direction des routes et de la circulation routière, Paris, 1979

[105] Ministère belge des travaux publics, Bureau des ponts
* **Règlement concernant la gestion des ouvrages d'art**
Ministère des travaux publics, Bruxelles, 1978

[106] Norme DIN 1076
* **Ingenieurbauwerke im Zuge von Strassen und Wegen**
Ueberwachung und Prüfung
Deutsches Institut für Normung, Berlin, 1983

[107] Confédération suisse
Loi fédérale concernant l'utilisation des droits d'entrée sur les carburants
RO 1985 834, 22 mars 1985

N.B.
Les publications traitant spécifiquement de la surveillance sont marquées d'un astérisque.

2. GESTION DES OUVRAGES

[201] OCDE - Groupe de recherche routière
* **Surveillance des ouvrages d'art**
OCDE, Paris, 1976

[202] OCDE - Groupe de recherche routière
Entretien des ouvrages d'art
OCDE, Paris, 1981

[203] OCDE - Groupe de recherche routière
Remise en état et renforcement des ouvrages d'art
OCDE, Paris, 1983

[204] Office fédérale des routes
Routes nationales suisses - informations
OFR, Berne, 1981 - 86 (annuel)

[205] G. Bienert et al.
Brückenerhaltung
Transpress-Verlag, Berlin, 1975

[206] G. Lehmann
Oekonomische Aspekte für Neubau, Prüfung und Unterhaltung von Brücken
Symposium "Gestion des ponts", Bruxelles, 1979

[207] C. Bois
Surveillance et réparation des ponts routiers en France
Colloque international sur la gestion des ouvrages d'art, Paris/Bruxelles, 1981

[208] D. Rabe
Die Unterhaltung von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken
Bauingenieur, 56/1981

[209] E. Woywod, M. Milosavljevic, B. Lazic
Ueberwachung und Unterhalt von Kunstbauten
Schweizer Ingenieur und Architekt, 11/1982

[210] W.I.J. Price
Highway Bridge Inspection : Principles and Practices in Europe
IABSE Symposium "Maintenance and Repair", Washington, 1982

[211] H. Thul
Maintenance of Reinforced and Prestressed Concrete Bridges in the Federal Republic of Germany
IABSE Symposium "Maintenance and Repair", Washington, 1982

[212] H. Siebke
Supervision and Inspection of the Structures of the German Federal Railway
IABSE Symposium "Maintenance and Repair", Washington, 1982

[213] G. Ruffert
Die Unterhaltung von Brückenbauwerken aus Stahlbeton und Spannbeton
Spannbetonbau in der BRD, Congrès FIP, Stockholm, 1982

[214] C. Bois, J.-P. Gourmelon
* **Méthodes et moyens de contrôle de la qualité des ouvrages**
Bull. liaison Labo des Ponts et Chaussées, 128/1983

[215] A. Wackernagel
Ueberlegung des Ingenieurs zur Erhaltung und Erneuerung von Tiefbauten
Schweizer Ingenieur und Architekt, 29/1983

[216] G. Ruffert
* **Unterhaltung von Massivbrucken**
Beton-Verlag, Düsseldof, 1983

[217] Commission CEB IX
Comportement en service, entretien et réparations
CEB, Bulletin info no 163, mars 1984

[218] P. Schmalz
Qualitätssicherung in der Nutzung von Brücken
Journée d'étude SIA/SAQ, Zürich, 1984

[219] H.J. Badzong
Untersuchung, Diagnose und Sanierung von Ingenieurbauwerken
Strasse und Verkehr, 4/84

[220] G. König
Qualitätssicherungssystem für Massivbrücken
Studientagung "Instandhaltung von Brücken", Essen, octobre 1984

[221] E. Schubert
Einfluss von Planung und Ausführung auf Wartung und Unterhaltung
Studientagung "Instandhaltung von Brücken", Essen, octobre 1984

[222] B. von Drachenfels
Erfahrungen mit Wartung und Unterhaltung
Studientagung "Instandhaltung von Brücken", Essen, octobre 1984

[223] R. Suter, D. Andrey
Assainissement de ponts
Documentation SIA no 89, mars 85

[224] M. Matousek
Nutzungs- und Sicherheitspläne
Schweizer Ingenieur Architekt, 18/85

[225] H.U. Aeschlimann
* **Schadendiagnose : Grundlage für die Sanierung von bewehrten Betontragwerken**
Schweizer Ingenieur und Architekt, 37/85

[226] E. Standfuss
Die Ueberwachung, Prüfung und Erhaltung von Brücken und Tiefbauten
Studientagung BIA "Dauerhafter bauen", Basel, mai 1986

3. DEGRADATIONS

[301] Verein Deutscher Zementwerke
Widerstandsfähigkeit von Beton gegen chemischen Angriff
VDZ, Tätigkeitbericht, 1968

[302] F. Leonhardt
Rissschäden an Betonbrücken - Ursachen und Abhilfe
Beton- und Stahlbetonbau, 2/79

[303] E. Rey
Bewährung von Brücken in der Schweizer Alpen
Schweizer Ingenieur und Architekt, 38/79

[304] E. Happold et al.
Appraisal of Existing Structures
The Institution of Structural Engineers, London, juillet 1980

[305] R. Favre, M. Koprna, A. Radojicic
Effets différés, fissuration et déformations des structures en béton
Georgi, St-Saphorin (CH), 1980

[306] V. Nürnberger
Analyse und Auswertung von Schadensfällen an Spannstählen
Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Heft 308,
Bundesminister für Verkehr, Bonn, 1980

[307] Ch. Merminod
Les méfaits de la carbonatation du béton armé et ses remèdes
Chantiers, 2/81

[308] E. Rey
Le comportement des ponts routiers en service
Colloque international sur la gestion des ouvrages d'art, Paris, 1981

[309] CEB - Task Group "Durability"
Durability of Concrete Structures
CEB, Bulletin d'information no 148, Paris, 1982

[310] Bundesministerium für Verkehr
Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken - Dokumentation
Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund, 1982

[311] H. Thul
Maintenance of Reinforced and Prestressed Concrete Bridges in the Federal Republic of Germany
IABSE Symposium "Maintenance and Repair", Washington, 1982

[312] E. Woywod, M. Milosavljevic, B. Lazic
Ueberwachung und Unterhalt von Kunstbauten
Schweizer Ingenieur und Architekt, 22/82

[313] M. Wicke
Einige Langzeiterfahrungen mit Massivbrücken in Oesterreich
Beton- und Stahlbetonbau, 6/83

[314] M. Holzapfel, W. Keim, J.M. Sättele, A. Ströbele
Entstehung und Beseitigung von Rissschäden an einer Spannbetonbrücke
Beton- und Stahlbetonbau, 6/83

[315] A. Rösli et al.
Frost- und Tausalzbeständigkeit von Beton
ETHZ-IBWK, Zürich, mars 1983

[316] E. Woywod
Erfahrungen über Betonschäden und deren Sanierung im Kanton Aargau
Symposium SIA/BIA "Beton - ein dauerhafter Baustoff ?", Bâle, 1983

[317] F. Kilcher, M. Fouvy
Les chaussées de ponts - dégâts et réparations
Ingénieurs et architectes suisses, 25/83

[318] CEB Manual
Fissuration et déformations
CEB-EPFL, Lausanne, 1983

[319] Ph. Dauvergne, G. Taché
La corrosion des armatures du béton
Travaux, octobre 1983

[320] S. Coanda
Rôle des chlorures dans le processus de corrosion des armatures
Travaux, octobre 1983

[321] B. Ducrot
La réparation des bétons
Travaux, octobre 1983

[322] Forum "Défauts et Qualité dans la construction"
Dommages causés par le gel-dégel en présence de sel
Baufachverlag, Zürich, 1983

[323] A. Rösli
Frost- und Frost-Tausalz-Beständigkeit von Beton
SIA Dokumentation no 72, avril 1984

[324] E. Kern
Dauerhafter Beton
Betonwerk + Fertigteil-Technik, 5/1984

[325] G. König, T. Zichner
Temperaturunterschied infolge Witterungseinfluss bei Deckbrücken in Massivbauweise
Bautechnik, 5/84

[326] Y. Houst
Carbonatation du béton et corrosion des armatures
Chantiers, 6/84

[327] D. Jungwirth
Long-term Behaviour of Prestressed Concrete Structures - Experiences and Conclusions
FIP notes, 1984/2

[328] T. Zichner
Beurteilung von Brückenschäden
Studientagung "Instandhaltung von Brücken", Essen, octobre 1984

[329] B. von Drachenfels
Erfahrungen mit Wartung und Unterhaltung
Studientagung "Instandhaltung von Brücken", Essen, octobre 1984

[330] W. Zellner, R. Saul
Ueber Erfahrungen beim Umbau und Sanieren von Brücken
Bautechnik, 2/85

[331] B. Elsener
Corrosion des armatures dans le béton
Documentation SIA no 89, mars 1985

[332] Forum "Défauts et Qualité dans la construction"
Etanchéités de ponts défectueuses
Baufachverlag, Zürich, 1985

[333] D. Jungwirth, E. Beyer, P. Grübl
Dauerhafte Betonbauwerke
Beton-Verlag, Düsseldorf, 1986

[334] P. Schiessl
Klassifizierung der Angriffsarten
TFB Kurs "Dauerhaftigkeit von Betonbauten", Wildegg, avril 1986

[335] P. Schiessl
Korrosion von Stahl in Beton
TFB Kurs "Dauerhaftigkeit von Betonbauten", Wildegg, avril 1986

[336] H.U. Aeschlimann
Schadenmechanismen
TFB Kurs "Unterhalt von Betonbauwerken", Wildegg, avril 1986

[337] D. Jungwirth
Die Vermeidung von Schäden bei Brücken und Tiefbauten
Studientagung BIA "Dauerhafter bauen", Basel, mai 1986

4. TECHNIQUES DE CONTROLE

[401] G. Bienert et al.
Brückenerhaltung
Transpress-Verlag, Berlin, 1975

[402] A. Onderbeke
* **Investigations et mesures**
Symposium "Gestion des ponts", Bruxelles, 1979

[403] J. Thonnard
Investigations et mesures
Symposium "Gestion des ponts", Bruxelles, 1979

[404] R. Springenschmid, U. Wagner-Grey
* **Die zerstörungsfreie Prüfung von Brücken**
Bundesministerium für Bauten und Technik, Wien, 1980

[405] C. Bois, J. Chatelain
Auscultation des ouvrages d'art
ENPC, Session de formation, Paris, 1980

[406] P. Diem
Zerstörungsfreie Prüfmethoden für das Bauwesen
Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1982

[407] C. Bois
Auscultation des ouvrages d'art
Restauration des ouvrages et des structures, Presses ENPC, Paris, 1982

[408] M. Kavyrchine
Méthodes expérimentales de suivi et d'auscultation d'ouvrages
L'Industria Italiana del Cemento, 7-8/1983

[409] D.S. Prakash Rao
Literature Survey on in situ Testing of Concrete Bridges
Matériaux et constructions, 96/83

[410] M. Piguet
Contribution aux auscultations d'ouvrages d'art
Chantiers, 7/84

[411] T. Zichner
Beurteilung von Brückenschäden
Studientagung "Instandhaltung von Brücken", Essen, octobre 1984

[412] D. Andrey, R. Suter
* **Maintenance et réparation des ouvrages d'art**
EPFL, Lausanne, 1986

[413] D. Jungwirth, E. Beyer, P. Grübl
* **Dauerhafte Betonbauwerke**
Beton-Verlag, Düsseldorf, 1986

[414] H.J. Badzong
Schadenuntersuchung und -beurteilung
TFB Kurs "Unterhalt von Betonbauwerken", Wildegg, avril 1986

[415] D. Jungwirth
Die Vermeidung von Schäden bei Brücken und Tiefbauten
Studientagung BIA "Dauerhafter bauen", Basel, mai 1986

[416] J.H. Bungey
The Testing of Concrete in Structures
Surrey University Press, 1982

[417] V.M. Malhotra et al.
In Situ/Nondestructive Testing of Concrete
American Concrete Institut, Detroit, 1984

[418] K. Kordina
Wartung und Wiederinstandsetzung von Bauwerken aus bewehrtem Beton
Betonwerk + Fertigteil-Technik, 3/1984

[419] L. August, H. Jonetzki, W. Stremmel
* **Empfehlungen für die Durchführung zerstörungsfreier und zerstörungsarmer Prüfverfahren**
Strasse und Autobahn, 3/84

[420] H. Weber
Stahlbeton - Schadendiagnose
SIA Dokumentation no 72, avril 1984

[421] G. Durand, M. Macé
Utilisation de la variation de la vitesse longitudinale des ultrasons dans le béton
Matériaux et constructions, 95/83

[422] A. Galan
Détermination des caractéristiques de résistance du béton d'après les mesures de propagation d'ultra-sons combinées avec les données scléromètriques
Matériaux et construction, 99/1984

[423] W. Hillger, J. Neisecke
Ultraschall-Impulstechnik zur automatischen, zerstörungsfreien Qualitätskontrolle von Fertigteilen aus Beton
Betonwerk + Fertigteil - Technik, 11/1984

[424] RILEM - projet CPC-18
Mesure de la profondeur de carbonatation du béton durci
Matériaux et constructions, 102/1984

[425] Ch. Merminod
Diagnostic sur l'état du béton
Documentation SIA no 89, mars 1985

[426] E. Kölliker
Zur Carbonatisierung von Beton
Schweizer Ingenieur und Architekt, 25/85

[427] H. Grube, J. Krell
Zur Bestimmung der Carbonatisierungstiefe von Mörtel und Beton
Beton, 3/86

[428] Verein Deutscher Zementwerke
Widerstandsfähigkeit Angriff
VDZ, Tätigkeitbericht, 1968

[429] G. Dobrolubov, B. Romer
Richtlinien zur Bestimmung und Prüfung der Frost-Tausalzbeständigkeit von Zementbeton
Route et Trafic, 11/77

[430] G. Grimaldi, G. Olivier, A. Barral
Visualisation des fissures du béton par la méthode du ressuage
Bull. liaison Labo des Ponts et Chaussées, 129/84

[431] L. Lemoine, G. Taché
Corrosion - Méthodes de détection
Travaux, octobre 1983

[432] B. Elsener et H. Böhni
Elektrochemische Untersuchung der Korrosion von Armierungsstahl in Beton
Schweizer Ingenieur und Architekt, 14/84

[433] B. Elsener
Corrosion des armatures dans le béton
Documentation SIA no 89, mars 1985

[434] R. Müller
Zerstörungsfreies Erfassen korrodierender Armierungen in der Praxis
Kolloquium "Werkstoffwissenschaften und Bausanierung", Technische Akademie Esslingen, 1986

[435] U. Nürnberger
Analyse und Auswertung von Schadensfällen an Spannstählen
Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Heft 308,
Bundesminister für Verkehr, Bonn, 1980

[436] Centre for Civil Engineering Research
Acoustic Inspection and Monitoring of Prestressing Tendons and Bars in Concrete Structure
CUR-IRO, Report 124, Gouda (NL), 1986

[437] C. Abdunur
Mesure de contraintes par libération
Colloque international sur la gestion des ouvrages d'art, Paris, 1981

[438] Commission RILEM 20
Méthode de mesure par corde vibrante
Matériaux et constructions, 96/83

[439] J.C. Dufay
Une nouvelle possibilité d'examen des ouvrages d'art : la radioscopie
Bull. liaison Labo des Ponts et Chaussées, 98/1978

[440] M. Champion, J.C. Dufay
Scorpion - Système de radioscopie télévisée par rayonnement
Routes et aérodromes, 598/82

[441] M. Champion
Scorpion - un appareillage lourd pour la radiographie et la radioscopie des ouvrages d'art
Travaux, 7/1985

[442] M. Girot, M. Benoist, M. Godard
Utilisation d'un radar impulsionnel pour l'étude des structures
Travaux, mai 1985

[443] M. Champion
Le sonar latéral : un nouveau moyen d'inspection des fondations des ouvrages d'art
Travaux, 7/85

[444] J.F. Corte, B. Pincent
Mesures de déplacements pour la surveillance des ouvrages d'art
Colloque international sur la gestion des ouvrages d'art, Paris, 1978

[445] J.M. Caussignac
Le flexigraphe laser
Bull. liaison Labo des Ponts et Chaussées, 75/1975

[446] H. Thierbach
Hydrostatische Mess-Systeme
Wichmann Verlag, Karlsruhe, 1979

[447] J. Lierse
Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen an Massivbauwerken
Werner-Verlag, Düsseldorf, 1980

[448] T. Javor
Long-term Observation of the Performance of Prestressed Concrete Bridges in Czechoslovakia
Colloque international sur la gestion des ouvrages d'art, Paris, 1981

[449] M. Gelman
Le nivellement hydrostatique appliqué à la surveillance altimétrique
Revue de l'Association française de topographie, 14/83

[450] W. Möhlenbrink
Deformationsmessung mittels Neigungsmesstechnik
Universität Stuttgart, Institut für Anwendung der Geodäsie im Bauwesen, juin 1983

[451] T. Javor
Draft Recommendations for long-term Observation of Concrete Bridges
Matériaux et constructions, 98/83

[452] M.J. Priestley
Long-term Observations of Concrete Structures
Analysis of Temperature Gradient Effects
Matériaux et constructions, 106/85

[453] R.J. Savage, P.C. Hewlett
A new non-destructive Test Method for Structural Integrity Assessment
NDT International, avril 1978

[454] J. Stifkens, P. Demars
Méthode de détermination des caractéristiques dynamiques des ponts
Colloque international sur la gestion des ouvrages d'art, Paris, 1981

[455] J. Stifkens, P. Demars
Surveillance des ouvrages d'art par le suivi de leur comportement dynamique
Colloque international sur la gestion des ouvrages d'art, Paris, 1981

[456] A.C. Mckenzie, F.J. McDonald
Vibrations as a Useful Tool in Bridge Inspection
Colloque international sur la gestion des ouvrages d'art, Paris, 1981

[457] R. Flesch, K. Kernbichler, P. Grübl
Brückeninspektion mittels dynamischer Untersuchungen
VDI-Bericht Nr. 514, 1984

[458] B.D. Zakic
General Recommendation for Vibration Test in long-term Observation of Concrete Bridge Structures
Matériaux et constructions, 105/85

[459] M. Ladner
Belastungsversuche an Bauwerken und Bauteilen
Material und Technik, 4/1978

[460] R. Favre et R. Suter
L'auscultation des ouvrages d'art - conclusions des inspections et des épreuves de charge en Suisse
Colloque international sur la gestion des ouvrages d'art, Paris, 1981

[461] J. Chatelain
La pesée des réactions d'appui
Bull. liaison Labo des Ponts et Chaussées, 97/1978

[462] A. Chabert, R. Ambrosio
Pesée des réactions d'appui
Journée d'étude AFPC, Paris, mars 1983

[463] M. Diruy
Etude expérimentale des phénomènes différés dans les ouvrages en béton précontraint
LCPC, rapport recherche No 50, Paris, 1975

[464] H. Steffen, C. Wirtz
Untersuchung der radiometrischen Messmethode für die Verdichtungskontrolle bituminöser Materialien
Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Heft 314,
Bundesminister für Verkehr, Bonn, 1980

5. METHODOLOGIE DE SURVEILLANCE

[501] Ph. Léger
Auscultation des ponts
Annales ITBTP, no 327, avril 75

[502] M. Ladner
Belastungsversuche an Bauwerken und Bauteilen
Material und Technik, 4/1978

[503] C. Bois
L'action des laboratoires dans la surveillance et le suivi des ouvrages d'art
Bull. liaison Labo des Ponts et Chaussées, 97/1978

[504] C. Bois
* **Surveillance et réparation des ponts routiers en France**
Colloque international sur la gestion des ouvrages d'art, Paris, 1981

[505] R. Favre, R. Suter
* **L'auscultation des ouvrages d'art - conclusions des inspections et des épreuves de charge en Suisse**
Colloque international sur la gestion des ouvrages d'art, Paris, 1981

[506] C. Bois
Auscultation des ouvrages d'art
Restauration des ouvrages et des structures, Presses ENPC, Paris, 1982

[507] W.I.J Price
Highway Bridge Inspection : Principles and Practices in Europe
IABSE Symposium "Maintenance and Repair", Washington, 1982

[508] H. Siebke
Supervision and Inspection of the Structures of the German Federal Railway
IABSE Symposium "Maintenance and Repair", Washington, 1982

[509] M. Mikoshiba, Y. Tanaka
Bridge Maintenance System
IABSE Symposium "Maintenance and Repair", Washington, 1982

[510] M. Kavyrchine
Méthodes expérimentales de suivi et d'auscultation d'ouvrages
L'Industria Italiana del Cemento, 7-8/1983

[511] Fédération Internationale de la Précontrainte
Inspection and Maintenance of Reinforced and Prestressed Concrete Structures
Thomas Telford, London, 1983

[512] Commission RILEM 20
Essais in situ des ponts
Matériaux et constructions, 96/1983

[513] Commission RILEM 20
Recommandation générale pour les essais in situ par mise en charge des structures portantes en béton
Matériaux et constructions, 96/1983

[514] C. Bois, J.P. Gourmelon
Méthodes et moyens de contrôle de la qualité des ouvrages
Bull. liaison Labo des Ponts et Chaussées, 128/1983

[515] H.J. Badzong
Untersuchung, Diagnose und Sanierung von Ingenieurbauwerken
Strasse und Verkehr, 4/84

[516] H. Fleischer
Organisation de la surveillance et de l'entretien des ouvrages d'art
Tagung der Brückeningenieure, St-Gall, juin 1984

[517] M. Milosavljevic
Projektierung von Sanierungen
Tagung der Brückeningenieure, St-Gall, juin 1984

[518] M. Ladner
Ausbildungsfragen
Tagung der Brückeningenieure, St-Gall, juin 1984

[519] B. Romer
Bausanierung und Substanzerhaltung : Diagnose, Konzept, Sanierungskontrolle
Schweizer Ingenieur und Architekt, 4/1984

[520] Tiefbauamt Basel-Landschaft
* **Pflichtenheft für die Ueberwachung und die Erhaltung der Kunstbauten**
TBA-BL, Liestal, janvier 1985

[521] Wissenschaflich-Technischer Arbeitskreis
Unterhalt von Betonbauwerken - Vorbeugender Schutz und Instandsetzung
WTA-CH, Merkblatt 85.101, janvier 1985

[522] D. Andrey, R. Suter, R. Favre
* **Surveillance des ouvrages d'art**
Ingénieurs et architectes suisses, 8/85

[523] H.U. Aeschlimann
Schadendiagnose : Grundlage für die Sanierung von bewehrten Betontragwerken
Schweizer Ingenieur und Architekt, 37/85

[524] D. Andrey, R. Suter
* **Maintenance et réparation des ouvrages d'art**
EPFL, Lausanne, 1986

[525] H.J. Badzong
Schadenuntersuchung und - beurteilung
TFB Kurs "Unterhalt von Betonbauwerken", Wildegg, avril 1986

[526] E. Standfuss
Die Ueberwachung, Prüfung und Erhaltung von Brücken und Tiefbauten
Studientagung BIA "Dauerhafter bauen", Basel, mai 1986

[527] R. Müller
Zerstörungsfreies Erfassen korrodierender Armierungen in der Praxis
Kolloquium "Werkstoffwissenschaften und Bausanierung",
Technische Akademie Esslingen, 1986

[528] Ministère français de l'équipement
* **Défauts apparents des ouvrages d'art en béton**
SETRA-LCPC, Paris, 1985

[529] Ministère français des transports
* **Défauts apparents des ouvrages d'art métalliques**
SETRA-LCPC, Paris, 1981

[530] Ministère français des transports
* **Défauts apparents des ouvrages d'art en maçonnerie**
SETRA-LCPC, Paris, 1982

[531] G. Camomilla
La sorveglianza e la manutenzione delle opere d'arte autostradali
Autostrade, no 10, 1982

[532] B. Elsener, H. Böhni
Lokalisierung von Korrosion im Stahlbeton:
Potentialfeldmessungen - Möglichkeiten und Grenzen
Schweizer Ingenieur und Architekt, 19/1987

6. DIVERS

[601] Manuel CEB (Comité euro-international du béton)
Fissuration et déformations
EPFL, Lausanne, 1983

[602] J.P. Jaccoud
Armature minimale pour le contrôle de la fissuration des structures en béton
Thèse EPFL no 666, Lausanne, 1987

[603] P. Schiessl
Mindestbewehrung zur Vermeidung klaffenden Risse
Institut für Betonstahl und Stahlbetonbau,
Bericht 284, Münich, 1985

[604] R. Favre, M. Koprna, A. Radojicic
Effets différés, fissuration et déformation des structures en béton
Georgi, St.Saphorin, 1980

[605] M. Koprna
Effets différés - fluage, retrait, relaxation
EPFL, Lausanne, 1986

[606] Commission 5 du CEB
Document préliminaire (interne)
CEB, Zürich, 1987

Curriculum vitae

Dominique ANDREY

né le 1er août 1955 à Fribourg
originaire de Plasselb (FR)

1961 - 1967 école primaire, à Bulle

1967 - 1970 école secondaire de la Gruyère, à Bulle

1970 - 1975 collège St.Michel, à Fribourg
certificat de maturité, type C

1975 - 1979 études en génie civil,
à l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne
diplôme d'ingénieur en janvier 1980

1980 - 1982 ingénieur à l'Institut de statique et structures,
Béton armé et précontraint (IBAP) de l'EPFL
responsable des essais de charge de réception de ponts
et de diverses mesures d'auscultation in situ

1983 - 1987 doctorant, dans le même institut
responsable du projet de recherche OFR
"Concept de maintenance des ouvrages d'art"
participation à plusieurs commissions spécialisées
participation à l'enseignement de la maintenance des
structures aux étudiants en génie civil de l'EPFL