Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 101 (1975)
Heft: 25: SIA spécial, no 6, 1975

Artikel: Essais relatifs à des éléments de ponts préfabriqués
Autor: Suter, René
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-72598

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 11.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Essais relatifs à des éléments de ponts préfabriqués

Dédié à la mémoire du professeur F. Panchaud

par RENÉ SUTER, Lausanne

Hommage au professeur F. Panchaud

Deux années de recul permettent encore mieux qu'auparavant de ressentir le rayonnement du professeur Panchaud, décédé le 27 septembre 1973.

Le vide qu'il a laissé apparaît dans toute son ampleur lorsqu'on songe à toutes ses activités que d'autres ont dû reprendre. En effet, les tâches qu'il accumulait à la fin de sa vie étaient gigantesques. Outre ses activités d'ingénieur-conseil et de copropriétaire de bureau, il était chef du département de génie civil de l'EPFL, directeur de deux instituts (CEBAP et ISTACO) et membre de plusieurs commissions de normes. En outre, il assumait tout l'enseignement du béton armé et du béton précontraint. N'avait-il pas donné jusqu'à quinze heures de cours et autant d'exercices !

En plus de ses grandes qualités pédagogiques, le trait le plus marquant de sa carrière fut — à notre sens — sa vision perspicace des problèmes d'ingénieur constructeur. Plutôt que de se lancer tête baissée dans des calculs, il commençait par analyser leur conception. Cette attitude se retrouvait autant dans ses activités de projeteur que d'expert. Nous avons, à cet égard, gardé un vibrant souvenir de ses conseils pour les voiles du Paradis des enfants de l'Exposition nationale de 1964. Fier de nos calculs, de nos équations différentielles de coque et de leur résolution numérique à l'aide d'un programme ad hoc à l'ordinateur, M. Panchaud sut très vite mettre le doigt sur les problèmes réels et déterminants de cette construction.

Nous sommes convaincu qu'avec le flambeau de l'enseignement et de la recherche qu'on nous a chargé de reprendre, notre génération se doit de mettre, tout comme lui, l'accent sur la qualité du comportement des ouvrages en béton. Les études et recherches de ces dernières vingt années ont eu essentiellement pour but de développer des méthodes de calcul valables pour le contrôle de la sécurité des structures par rapport à la ruine. Or, s'il est indéniable que nos constructions doivent être sûres, il devrait être tout autant évident qu'elles doivent se comporter sainement à l'état de service. Cet aspect du problème de l'ingénieur civil, souvent délaissé ces derniers temps, semblait toujours primordial à M. Panchaud. Il avait eu trop souvent l'occasion d'être confronté avec des dégâts et désordres tels que fissurations, flèches et dégradations excessives pour ne pas mettre en garde ceux qui s'adressaient à lui.

S'il a rencontré de son vivant des réticences à ce sujet, il est significatif de constater que ses successeurs découvrent maintes visions prophétiques dans sa manière d'aborder les problèmes. Professeur RENAUD FAVRE.

1. Introduction

L'objet du présent article est de présenter deux études réalisées sur des éléments de ponts en grandeur nature. Cette recherche fut entreprise de 1969 à 1971 au Centre d'étude du béton armé et précontraint de l'EPF-Lausanne, sous la direction de feu M. le professeur F. Panchaud. Les éléments d'essais se rapportent à deux ponts de l'autoroute du Léman (RN n° 9) soit :

— le pont des Curnilles,
— le viaduc de la plaine du Rhône.

Dans ces études il s'agissait principalement d'examiner le comportement et le mode de résistance des sections déterminantes de ces ouvrages, à savoir la section sur appui intermédiaire et la section en travée (fig. 1).

2. Description des ouvrages

Les deux ponts cités ci-dessus ont déjà fait l'objet de différentes publications (*Schweizerische Bauzeitung*, n° 10/71, et *Bulletin technique de la Suisse romande*, n° 22/71). Nous nous limiterons donc à une description brève et schématique suffisante pour la compréhension des essais.

La section transversale du tablier (fig. 2) est du type ouvert et comporte trois poutres maîtresses. Le principe constructif du tablier développé par le bureau d'ingénieurs B. Bernardi de Zurich consiste en une série de poutres simples, précontraintes et préfabriquées, dont la continuité sur appuis, une fois l'ouvrage achevé, est assurée au moyen de dalles précontraintes et également préfabriquées et des entretoises sur appuis, coulées sur place. Hormis ces entretoises, les ouvrages ne possèdent aucune entretoise en travée.

Les poutres préfabriquées ont une hauteur de 1,38 m. La longueur des travées, excepté celles de rives, vaut 24 m pour le pont de Curnilles et 29,90 m pour le viaduc de la plaine du Rhône.

3. Description et buts des essais

Les systèmes statiques des éléments d'essais sont représentés à la figure 1. Ils ont été choisis de manière à simuler au mieux le mode de sollicitation des sections déterminantes de l'ouvrage réel.

Pour s'affranchir des incertitudes relatives à la distribution des moments dans les poutres continues, nous avons examiné séparément la zone d'appui et la zone en travée en coupant l'ouvrage au droit des points de moments nuls. Ainsi, chaque partie d'ouvrage étudiée constitue un système statiquement déterminé, supprimant certaines ambiguïtés sur la valeur des efforts qui s'exercent dans les sections auscultées.

3.1 *Continuité sur appuis* [1] [1]

Dans cette première partie, il s'agissait d'analyser jusqu'à la rupture la transmission des efforts assurée par les différents éléments et, plus particulièrement, d'observer le comportement du joint entre les dalles et les poutres.

[1] Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

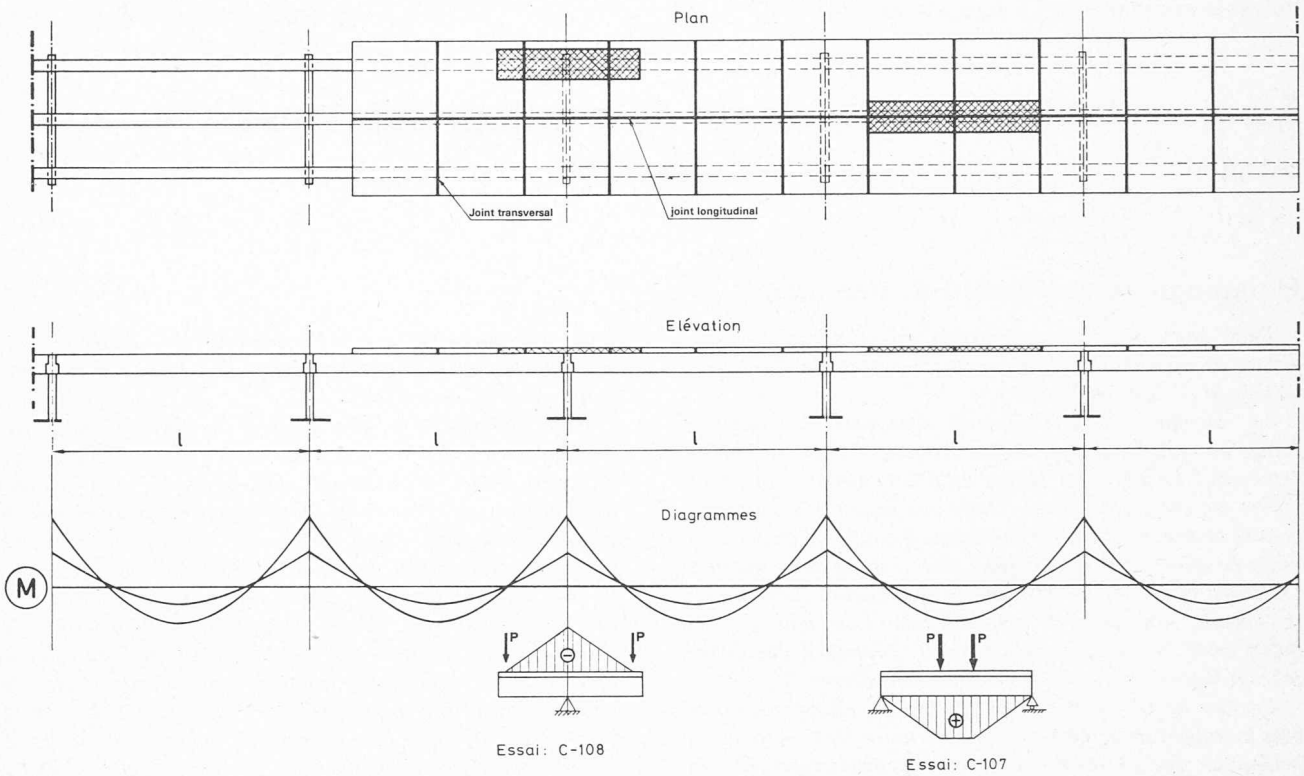

Fig. 1. — Représentation schématique de la correspondance entre les essais et les ponts.

L'essai a été reproduit avec trois éléments de grandeur réelle provenant des usines IGECO à Etoy et du chantier du viaduc de la plaine du Rhône, à savoir :

— deux poutres de 6,5 m de long et d'une hauteur de 1,38 m, représentant la portion du profil sollicitée par un moment négatif ;

— dalle sur appui d'une largeur de 2,50 m et d'une épaisseur de 0,22 m, précontrainte par quatre câbles d'une tension initiale de 30 t chacun.

L'entretoise, les extrémités de la dalle et les remplissages des trous aux endroits des tenons ont été exécutés en laboratoire de la même manière qu'au chantier.

La figure 3 illustre les éléments de base ainsi que leur assemblage.

Les buts principaux visés par cette étude étaient :

— connaître le mode de résistance de l'assemblage à l'état d'utilisation et à l'état de rupture ;

— donner une évaluation quantitative du degré de continuité effectif ;

— évaluer l'intensité des efforts de rupture.

3.2 *Poutres en travée* [2]

La deuxième partie de l'étude, plus théorique que la précédente, avait pour but d'analyser le comportement d'une poutre en travée, dans la zone sollicitée par un moment positif.

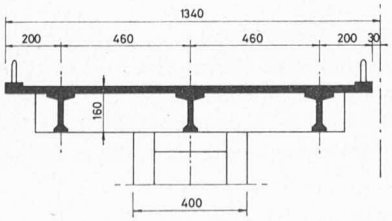

Fig. 2. — Section transversale du tablier.

L'essai a été fait sur une poutre de rive du pont des Curnilles, d'une longueur de 19 m et 1,38 m de hauteur, sur laquelle fut coulée une dalle en béton de 2 m de largeur et de 0,22 m d'épaisseur. Les règles appliquées au dimensionnement du profil sont celles des normes SIA 162, relatives au béton à précontrainte partielle.

Les buts principaux recherchés par cette étude étaient les suivants :

— observer en détail le comportement du profil à l'état de service, surtout en ce qui concerne la fissuration ;

— analyser le comportement du profil au-delà des charges admissibles, afin de compléter le jugement acquis ci-dessus ;

— visualiser le mode de rupture et déterminer l'intensité des efforts de rupture ;

— chiffrer l'intensité des pertes lentes de précontrainte dans ce genre de construction composée ;

— évaluer l'influence d'éléments en béton de qualité et d'âges différents sur l'évolution des autocontraintes.

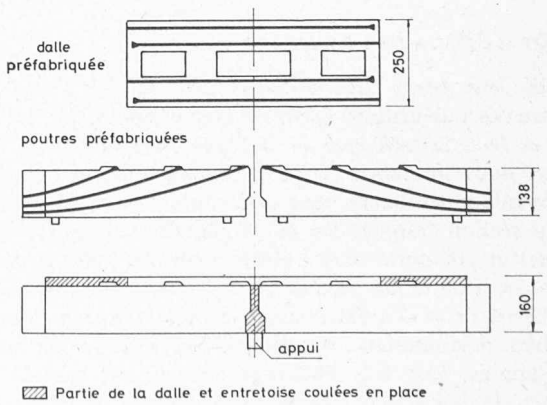

Fig. 3. — Assemblage des éléments avant les essais.

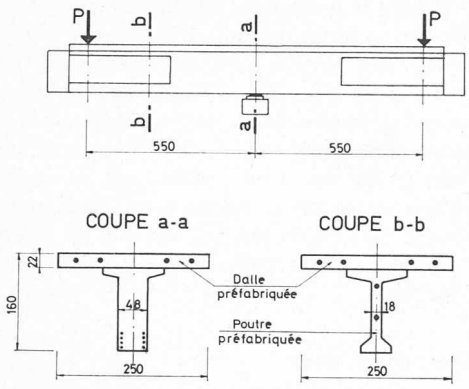

Fig. 4. — Système statique et coupes types de l'essai I.

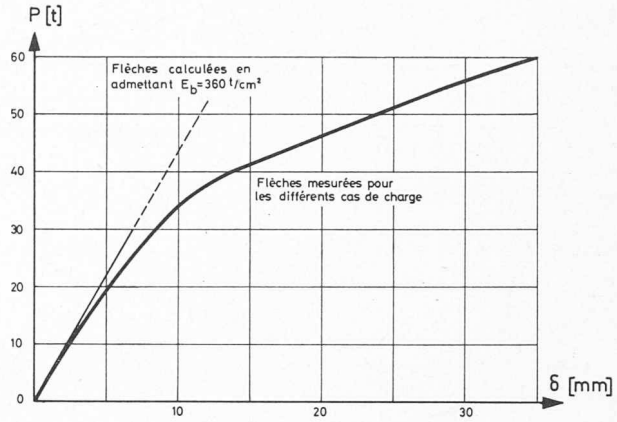

Fig. 6. — Comparaison entre les flèches mesurées et les flèches calculées.

4. Résultats du premier essai — continuité sur appuis

4.1 *Données techniques*

Pour créer le moment négatif dans la section sur appui, nous avons adopté le système de charge représenté à la figure 4. Les deux coupes types sont :

— celle en travée (A-A) où l'épaisseur de l'âme vaut 18 cm ;

— celle sur l'appui (B-B) où l'épaisseur de l'âme vaut 48 cm.

La photo de la figure 5 montre la poutre en place avant l'essai de charge.

4.2 *Comportement de l'assemblage dans le stade de service*

Déjà pour des charges faibles nous constatons une concentration des déformations sur appui ayant une influence immédiate sur la flèche de la poutre. Un léger angle de la déformée apparaît en effet dans la section d'appui. Nous avons essayé de juger de la transmission des efforts et de la réalisation de la continuité en comparant la déformée mesurée avec celle d'un calcul théorique. Sur la figure 6 nous avons reporté les flèches observées sous les vérins et la flèche théorique, calculée en admettant le module d'élasticité du béton constant et égal à celui mesuré sur prismes. La perte d'élasticité dans le système a pour conséquence une diminution du moment de continuité dans l'ouvrage réel, qui peut être estimée, dans le cas du pont des Curnilles, à 10 % environ pour le moment de service maximum. Pour des charges au-delà des limites admissibles une telle comparaison n'est plus possible car à l'incertitude de l'inertie de la section d'appui en stade II s'ajoute celle de la longueur sur laquelle l'inertie est variable.

Les observations ci-dessus se basent sur les mesures instantanées et décrivent le fonctionnement mécanique de l'assemblage sous des charges de courte durée. En ce qui concerne les déformations différées qui prennent des veleurs considérables, il n'est pas possible, en tenant compte uniquement de cet essai, d'évaluer avec précision leurs répercussions sur la distribution des moments sur appui et en travée dans l'ouvrage réel.

4.3 *Maintien de la charge*

A trois niveaux différents — 50 %, 75 %, 100 % environ de la charge de service maximum — nous avons procédé à un essai de maintien de la charge durant deux jours, qui a permis de suivre le début du phénomène de fluage auquel se superposent des effets de glissement entre les éléments préfabriqués.

Nous avons reporté, pour ces charges, l'évolution de la flèche sous le vérin actif durant 48 heures et ensuite le retour élastique durant la même période (fig. 7). Pour des raisons techniques les mesures sont effectuées à partir d'une charge minimale *Po* égale à 5 t.

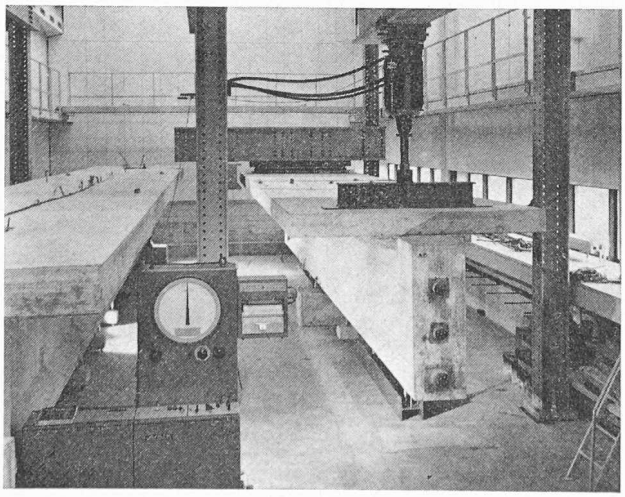

Fig. 5. — Disposition de l'essai I.

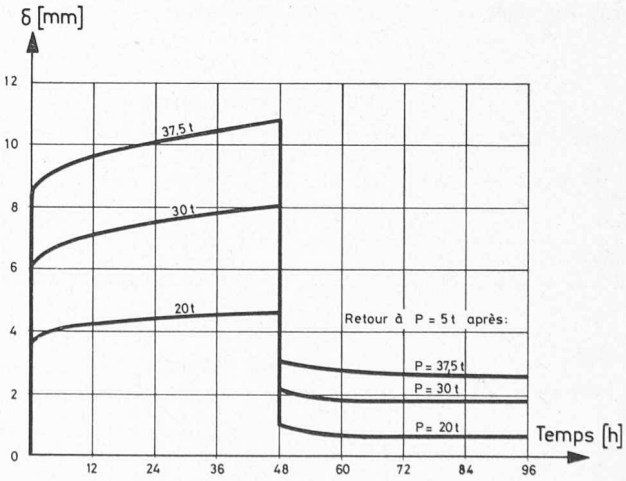

Fig. 7. — Evolution de la flèche sous le vérin en fonction du temps.

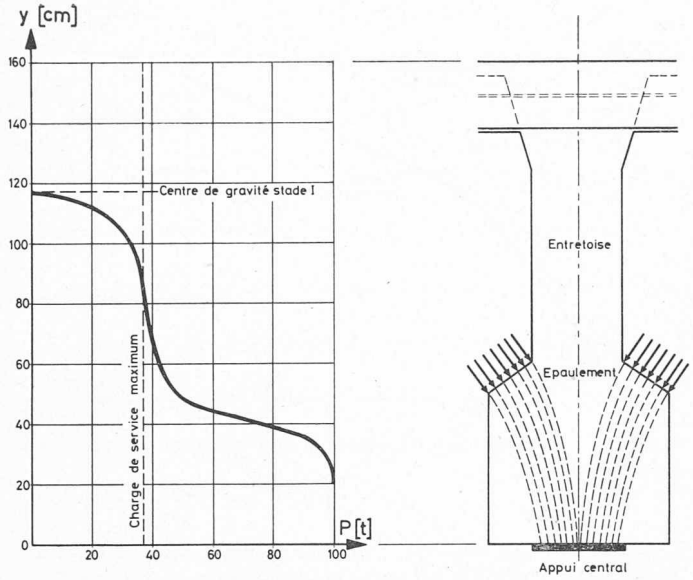

Fig. 8. — Evolution de l'axe neutre dans la section sur appui en fonction de la charge.

4.4 *Fissuration de la dalle*

Les premières fissures sont apparues au droit des deux tenons médians dans la zone de remplissage seulement. La fissuration complète de la dalle et, par conséqeunt, le passage du stade I au stade II s'est produit brusquement pour des contraintes de traction dans le béton égales à environ 35 kg/cm^2. L'effort considérable que représente la section de béton tendu est repris, au moment de l'apparition des fissures, par les câbles de précontrainte et les armatures ordinaires. A la suite de l'ouverture des fissures, l'axe neutre des déformations dans la section sur appui, qui ne s'était jusqu'à ce moment-là que faiblement écarté du centre de gravité du profil non fissuré, s'est rapidement abaissé pour se stabiliser à la hauteur de l'épaulement des poutres préfabriquées (fig. 8).

L'observation des fissures à l'état de service maximum conformément à la norme SIA 162, soit pour une surtension dans les câbles de précontrainte $\Delta\sigma_a$ égale à 1500 kg/cm^2, a montré que leur ouverture f ne dépassait pas 0,2 mm et que leur fermeture après décharge était parfaite. Pour des charges plus élevées, correspondant à $\Delta\sigma_a = 2400$ kg/cm^2, les fissures se sont ouvertes de $f = 0{,}4$ mm et ne se refermaient pas complètement, la sécurité à la rupture était cependant encore supérieure à $s = 1{,}8$. La figure 9 illustre la fissuration à l'état de service maximum et à l'état peu avant la rupture de la dalle.

Les relevés des fissures ainsi que les mesures faites sur la dalle confirment bien le fonctionnement de l'assemblage des poutres au moyen de la dalle précontrainte qui travaille alors, dans cette région, à la manière d'un tirant ancré dans les tenons. Leur poussée sur les remplissages a tendance à surtendre ou détendre certaines zones, selon qu'elles sont placées devant ou derrière les tenons. Par contre, les bords de la dalle subissent des allongements non perturbés.

4.5 *Mode de rupture*

Plus on s'approche de la charge de rupture, plus les déformations se concentrent au droit de l'appui. Les petits glissements entre dalle et poutres ainsi que les amorces de fissures au pied des deux tenons extrêmes ont bien démontré que c'étaient eux qui transmettaient pratiquement tous les efforts rasants. Les barres obliques dans la dalle ont assuré l'ancrage des efforts engendrés par les tenons, ce qui explique les fissures à 45° sur la dalle pour des charges élevées.

L'abaissement de l'axe neutre des déformations (fig. 8) est nettement freiné par la présence de l'épaulement de l'entretoise formant une sorte d'appui intermédiaire. Cette disposition constructive constitue un précieux élément de résistance en créant, au droit de la section d'appui des poutres, un élément monolithique sollicité, en réalité, tridimensionnellement et compensant largement les faiblesses consécutives à toute reprise de bétonnage.

La rupture s'est produite effectivement par la déchirure de la dalle et non par une rupture au droit des tenons de liaison entre dalle et poutres. A la suite des grands allongements de la partie tendue, la zone comprimée s'est écrasée (fig. 10).

5. Résultats du deuxième essai — Poutre en travée

5.1 *Généralités*

Vu l'intérêt plutôt théorique de cette deuxième partie, nous n'avons plus suivi aussi rigoureusement que pour la première partie les différentes phases d'exécution de l'ouvrage réel.

Après bétonnage à l'usine de préfabrication IGECO à Etoy, la poutre fut soumise, dans une première phase, aux efforts dus à son poids propre et à la précontrainte de deux câbles de 70 t chacun.

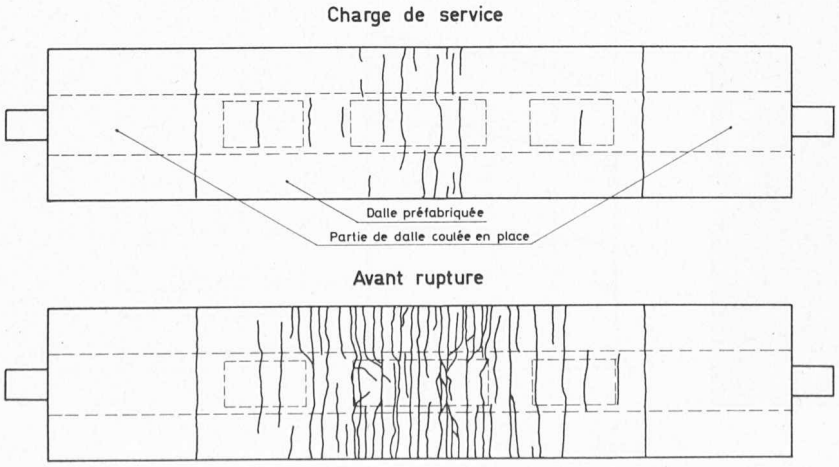

Fig. 9. — Fissuration de la dalle sur appui

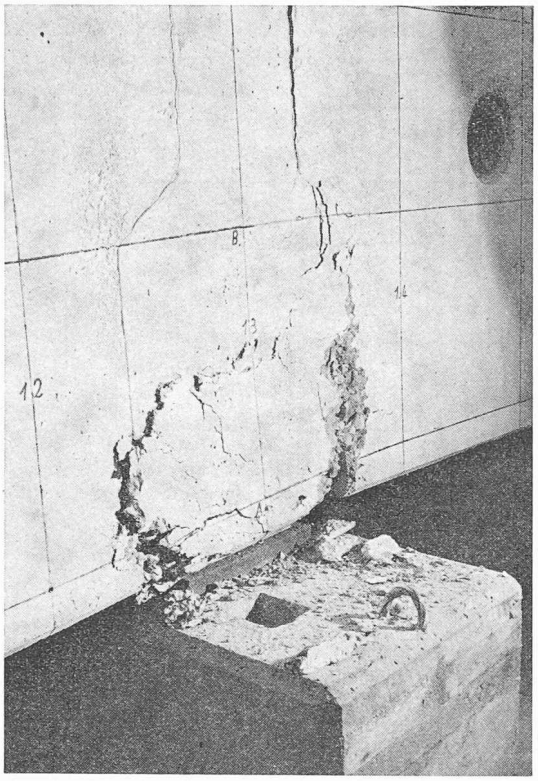

Fig. 10. — Ecrasement de la zone comprimée sur appui.

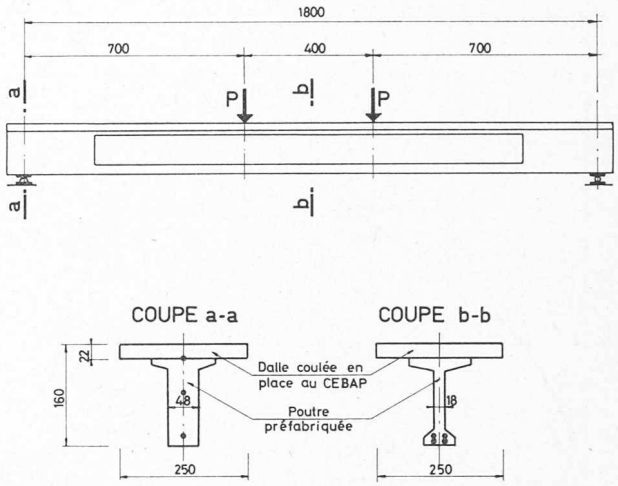

Fig. 11. — Système statique et coupes types de l'essai II.

Dans une deuxième phase vinrent s'ajouter les effets du poids de la dalle bétonnée sur la poutre dans le laboratoire du CEBAP, le retrait de la dalle et la précontrainte des deux câbles supérieurs de 33,5 t chacun.

La troisième phase comprenait les essais de charge proprement dits (fig. 11). Parallèlement à ces différentes phases, on procéda à des essais sur échantillons de béton afin de pouvoir évaluer quantitativement les phénomènes lents comme le retrait, le fluage et le gonflement.

5.2 *Etat de contraintes au début des essais de charge*

Pendant la première phase qui a duré six mois, les pertes totales de tension dans les câbles de précontrainte ont pu être évaluées à 11,3 %, dont 4,7 % dues au retrait, 4,3 % au fluage et 2,3 % à la relaxation des aciers. On admet dans les recommandations du CEB que la somme des pertes de précontrainte après un intervalle de temps $t = 200$ jours vaut 70 % des pertes finales. Celles-ci vaudraient donc, dans notre cas, 16 % environ.

Malgré un mouillage intense de la face supérieure de la poutre avant le bétonnage de la dalle, soulevant la section médiane de 1,2 mm, le retrait de la dalle a introduit des autocontraintes considérables dans le profil, qui provoquèrent un décalage de $\sigma' = 29$ kg/cm^2 entre la fibre supérieure de la poutre et la fibre inférieure de la dalle.

La figure 12 montre plus en détail l'évolution de l'état de contraintes durant les 18 mois de stockage.

Les valeurs indiquées ont été déterminées à partir des mesures faites sur la poutre et la dalle (déformations spécifiques dans les différentes sections, déformées de la poutre) ainsi que sur des échantillons de béton, en admettant différents modules d'élasticité du béton selon son âge et sa qualité. Même dans un laboratoire climatisé en température et en humidité, le nombre de paramètres influançant les états de contrainte reste élevé et les valeurs de la figure 12 sont à considérer comme ordre de grandeur.

5.3 *Comportement en stade de service*

Jusqu'à l'apparition des premières fissures, le comportement de la poutre fut parfaitement élastique et suivit rigoureusement la loi de Hooke, le module d'élasticité du béton étant de $E_b = 360$ t/cm^2.

Les premières fissures se sont ouvertes pour une concontrainte de traction dans le béton de $\sigma_i = +40$ kg/cm^2 à la fibre inférieure ; leur répartition était régulière et correspondait à l'espacement des étriers.

A l'état fissuré on constata que la poutre se comportait toujours de manière élastique, quoique sa rigidité fût fortement amoindrie par rapport à celle du stade I. Les enregistrements charge-déformation des vérins (fig. 13) mettent d'ailleurs très bien en évidence le comportement quasi

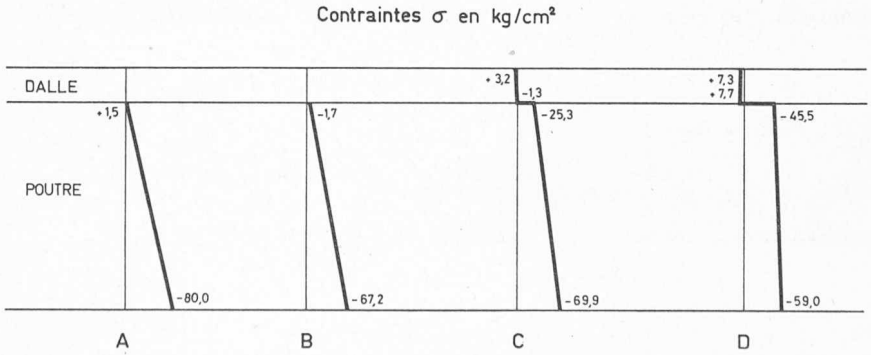

Fig. 12. — Etats de contraintes :
A : sous poids propre de la poutre et précontrainte I
B : idem, compte tenu des pertes après six mois
C : après bétonnage de la dalle et précontrainte II
D : idem, compte tenu des pertes après douze mois ; état de contraintes au début des essais de charge.

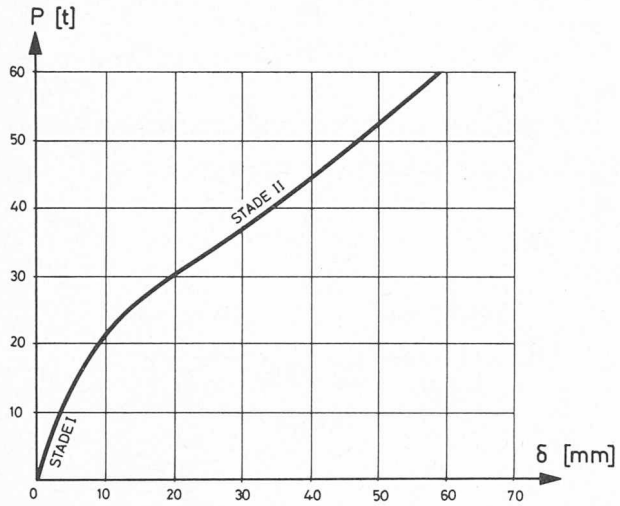

Fig. 13. — Enregistrement de la flèche sous un vérin pour la mise en charge à $P = 60$ t.

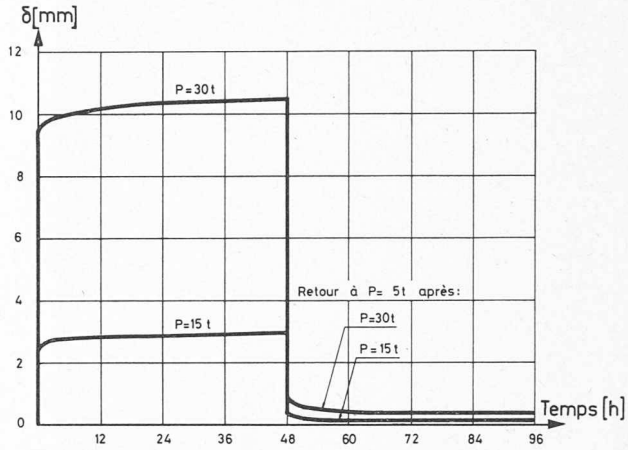

Fig. 15. — Evolution de la flèche médiane en fonction du temps.

bilinéaire de la poutre dans le domaine de service. Par ailleurs, les contraintes correspondent à celles que donnent le calcul en flexion composée en admettant un module d'élasticité du béton $E_b = 314$ t/cm², soit un facteur d'équivalence $n = 6{,}6$.

Du fait des dispositions de l'essai, les sollicitations dues aux efforts tranchants sont faibles par rapport à celles dues aux moments fléchissants. Les fissures obliques d'effort tranchant ne sont apparues que pour des charges élevées, au-delà de l'état de service. Leur ouverture correspondait à celle des fissures verticales dues aux moments fléchissants dans la zone médiane (fig. 14).

Le comportement de la poutre pour des charges inférieures à celles correspondant à un accroissement de contrainte dans les câbles de $\Delta\sigma_a = 1500$ kg/cm² est satisfaisant, l'ouverture des fissures ne dépassant pas 0,2 mm. Pour $\Delta\sigma_a = 2400$ kg/cm² nous avons observé des ouvertures moyennes de 0,25 mm et des valeurs maximales de 0,30 à 0,40 mm.

5.4 *Maintien de la charge*

Ces essais ont été effectués pour deux niveaux de charge, soit $P = 15$ t et $P = 30$ t, correspondant respectivement à 50 % et 100 % de la charge de service maximum. L'évolution de la flèche dans la section médiane en fonction du temps, représentée sur la figure 15, reflète l'élasticité remarquable de la poutre sous les charges de service. En comparant les courbes de la figure 15 à celles de la figure 7, nous constatons la nette différence entre les déformations résiduelles observées pour ces deux essais.

5.5 *Mouillage de la dalle*

Un essai complémentaire a eu pour but de donner l'ordre de grandeur des déformations provoquées par un mouillage de la dalle supérieure.

Dans une première phase, nous avons soumis la poutre à une charge de $P = 5$ t et observé l'évolution de la flèche de la section médiane durant neuf jours. Ensuite, nous avons mouillé intensément la face supérieure de la dalle en continuant à exercer la charge de $P = 5$ t (fig. 16). Pendant cette phase, nous observons une remontée de la poutre avec stabilisation de la déformation après 50 jours environ. La poutre accuse alors une contre-flèche de 2,3 mm qui correspond à une charge fictive de $P = -10$ t, soit, en valeur absolue, un tiers de la charge de service maximum.

5.6 *Rupture de la poutre*

Lors de l'essai de rupture, la charge fut augmentée en imposant la déformation, ceci dans le but de pouvoir observer de manière détaillée les phénomènes successifs lors de la rupture de la poutre. Chronologiquement, elle s'est produite de la manière suivante (fig. 17 et 18) :

Dans la zone centrale, une fissure s'est ouverte plus que les autres et, à $P = 88$ t, il y a eu rupture des barres longitudinales des treillis, entraînant une chute de la charge à $P = 81$ t. Lors d'une nouvelle augmentation de la charge à $P = 85$ t, les barres passives TOR ∅ 18 se sont rompues, faisant baisser la charge à $P = 70$ t (fig. 19). Ensuite, émettant un fort craquement, ce sont les câbles de précontrainte qui ont lâché.

La charge de ruine calculée de $P = 90{,}6$ t en admettant la rupture simultanée de toutes les armatures en traction,

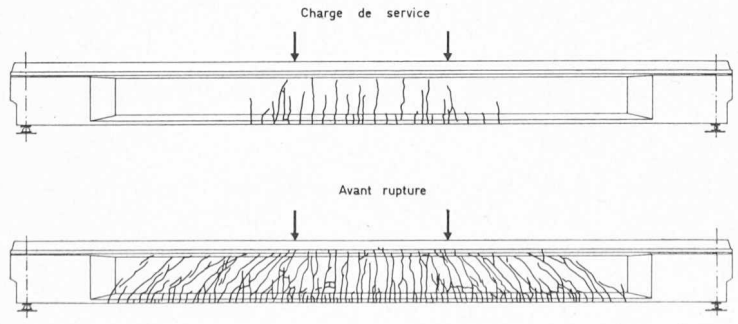

Fig. 14. — Fissuration de la poutre.

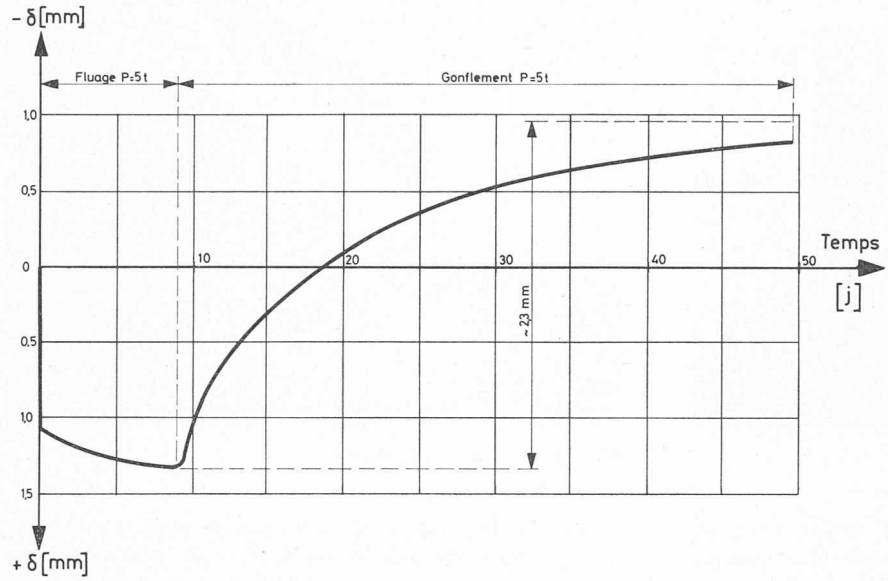

Fig. 16. — Evolution de la flèche médiane due au gonflement de la dalle.

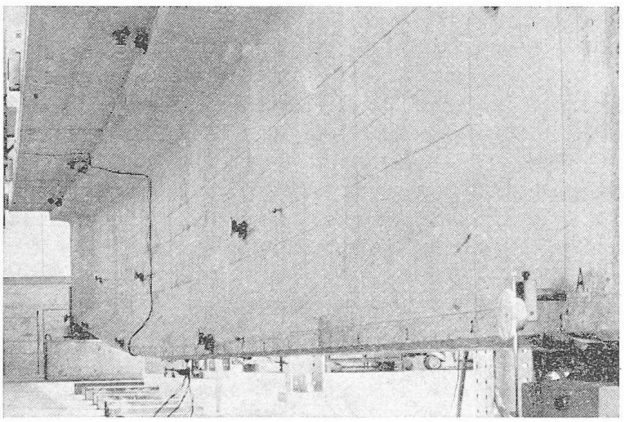

Fig. 17. — Vue de la poutre lors de l'essai de rupture.

n'a pas été atteinte à cause de la rupture prématurée des treillis soudés. La suite des événements a bien montré que ce ne sont pas les allongements théoriques des aciers à la rupture qui sont déterminants, mais leur comportement mécanique réel, compte tenu de leur ancrage dans le béton et de leur qualité d'adhérence.

Ces observations soulèvent un problème général relatif à l'application d'armatures de différentes qualités qui paraît extrêmement important pour le calcul à la rupture. Dans ce cas précis, la différence entre la charge de ruine calculée et celle mesurée s'élève à 3 % seulement, mais elle peut, dans certains cas, atteindre des valeurs bien supérieures, ce qui s'est confirmé lors d'un autre essai [3] effectué au CEBAP.

6. Résumé et conclusions

Le Centre d'étude du béton armé et précontraint (CEBAP) de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne a procédé à une étude sur des éléments précontraints et préfabriqués, grandeur nature, provenant du pont des Curnilles (fig. 20) et du viaduc de la Plaine du Rhône (autoroute du Léman).

L'étude fut dissociée en deux parties distinctes, d'une part l'étude de la continuité sur appuis intermédiaires et d'autre part celle de la zone médiane en travée.

Ces essais ont montré que la réalisation de la continuité entre poutres simples préfabriquées au moyen d'une dalle précontrainte et ancrée par des tenons ainsi qu'au moyen de l'entretoise sur appuis, coulée en place, donne entière satisfaction tant en ce qui concerne la rupture que la fissuration sous charges de service. Ils ont mis en évidence le fonctionnement de la dalle précontrainte comme tirant, ce qui se traduit par une perte minime du moment de continuité, par rapport à celui d'une poutre monolithique. La diminution du moment sur appuis n'est que de l'ordre de 10 % pour le moment de service maximum et sous des charges de courte durée.

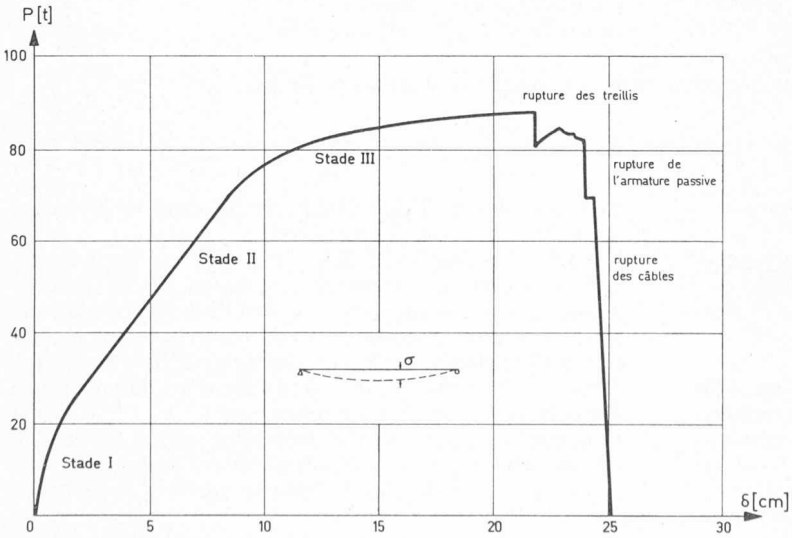

Fig. 18. — Enregistrement de la flèche sous un vérin pendant l'essai de rupture.

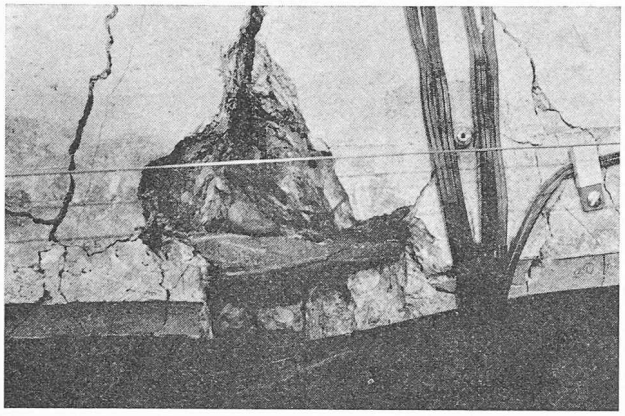

Fig. 19. — Rupture de l'armature passive.

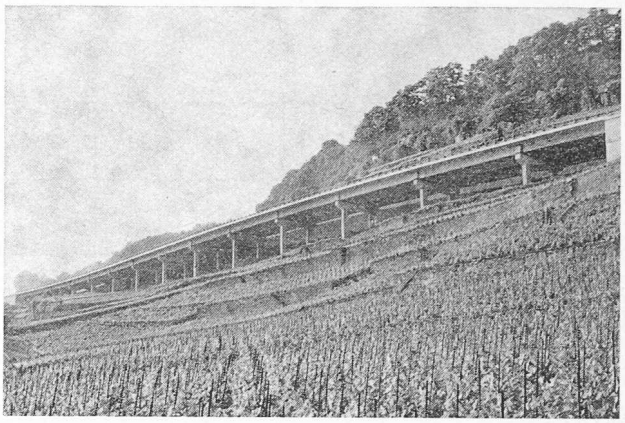

Fig. 20. — Pont des Curnilles.

Ces essais ont d'autre part confirmé l'excellent comportement élastique d'une poutre composée précontrainte sous les charges de service, tant en stade homogène qu'en stade fissuré.

Par ailleurs, l'étude de la fissuration sous charges croissantes, tant de la dalle de continuité sur appui que de la poutre en travée, permet de verser les informations suivantes au dossier de la précontrainte partielle :

Conformément au chapitre de la norme SIA 162 relatif à la précontrainte partielle, soit pour une surtension dans les armatures précontraintes $\Delta\sigma_a = 1500$ kg/cm^2 à l'état de service maximum, il a été constaté lors de ces essais que l'ouverture des fissures ne dépassait pas $f = 0{,}2$ mm et que leur fermeture était parfaite après décharge. Pour des charges plus élevées et correspondant à $\Delta\sigma_a = 2400$ kg/cm^2, l'ouverture des fissures constatées était sensiblement plus élevée ($f_{max} = 0{,}3 \sim 0{,}4$ mm) et, surtout, leur fermeture n'était pas complète après décharge. Quoique la sécurité à la rupture fût encore suffisante selon la norme SIA 162 ($s \geqq 1{,}8$), il ressort donc de ces essais qu'on ne peut tolérer sans autre des surtensions dans les armatures de précontrainte supérieures à la limite prescrite dans la norme précitée, soit $\Delta\sigma_a = 1500$ kg/cm^2. Et ceci d'autant plus si le risque de corrosion est élevé et si la charge peut se répéter fréquemment.

Ces observations, valables dans le cas précis de ces essais, ne peuvent naturellement pas être sans autre généralisées. Elles constituent néanmoins une précieuse mise en garde et, surtout, elles témoignent de l'intérêt d'entreprendre des recherches plus systématiques au sujet de la précontrainte partielle.

En outre, ces études ont souligné l'importance dans les constructions composées des effets dus au retrait, au fluage et au gonflement, effets qui peuvent modifier considérablement l'état de contraintes internes. A remarquer tout particulièrement l'effet d'un mouillage de la dalle qui, par le phénomène de gonflement, peut provoquer des sollicitations internes considérables, tout comme celles que l'on connaît mieux dues aux effets différentiels de température ou de retrait.

Par ailleurs l'essai de poutre simple sollicitée en flexion [2] a une fois de plus mis en évidence les conséquences défavorables sur la rupture que peut avoir l'utilisation, dans un même élément, d'armatures de types différents. Une hétérogénéité des armatures se traduit toujours par une diminution de la charge de rupture théorique, due à la rupture non simultanée des armatures, ce qui correspond à une diminution du coefficient de sécurité à la rupture.

Nous tenons à remercier vivement la Société suisse des fabricants de ciments, chaux et gypse de l'appui financier qu'elle nous a accordé par l'intermédiaire de sa *Fondation pour des recherches scientifiques et systématiques en béton et en béton armé*.

L'auteur remercie également Monsieur J.-P. Jaccoud pour son aide précieuse à la rédaction du présent article.

BIBLIOGRAPHIE

Rapports d'essais au CEBAP

[1] Rapport 2108 : *Pont préfabriqué à précontrainte partielle.* Partie I : Continuité de poutres.

[2] Rapport 2107 : *Pont préfabriqué à précontrainte partielle.* Partie II : Essai d'une poutre à précontrainte partielle.

[3] Rapport 2111 : *Essai à la flexion d'une poutre en V à parois minces en béton précontraint par fils adhérents.*

Adresse de l'auteur :
René Suter, ingénieur EPF-SIA
Centre d'essai de béton armé et précontraint
Ecole polytechnique fédérale
avenue de Cour 33, 1007 Lausanne

Errata : remplacer σ par δ à la fig. 18.

Bibliographie

Lärmbekämpfung im Kanton Zürich — Immissionsschutz an Strassen. — Programm, Realisation, rédigé par Koordinationsstelle für Umweltschutz (Gesundheitsdirektion), Tiefbauamt (Baudirektion). Abt. für Akustik und Lärmbekämpfung (EMPA).

Cette brochure de 32 pages A4, publiée par les autorités cantonales zurichoises, a pour but d'informer la population au sujet du programme-cadre établi par une commission spéciale sous la direction du professeur A. Lauber, LFEM (Dübendorf), pour combattre le bruit provenant du trafic routier dans les agglomérations et diminuer dans la mesure du possible la surcharge physique et psychique qui en découle pour les habitants.

Après quelques indications pratiques sur les « immissions » acoustiques, leur détermination et les valeurs-limites à ne pas dépasser, on établit un catalogue des mesures à prendre (plans de zones, construction et répartition des bâtiments, etc.) pour conclure par quelques considérations de politique financière relatives à la couverture des frais provenant des mesures prises.

Il reste à espérer que cet exemple sera peu à peu suivi par les autres cantons et qu'on obtiendra finalement, dans ce domaine, une législation unique sur tout le territoire de la Confédération.