

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande

Band: 104 (1978)

Heft: 15

Artikel: Essais de deux ponts biais multipoutres en construction mixte acier-béton: jonction Forsthaus-Güterbahnhof, Berne

Autor: Perret, Jacques / Rabinovici, Arnold / Lebet, Jean-Paul

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-73540>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 16.03.2025

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

Essais de deux ponts biais multipoutres en construction mixte acier-béton

Jonction Forsthaus-Güterbahnhof, Berne

par JACQUES PERRET, Berne, ARNOLD RABINOVICI, Pully, JEAN-PAUL LEBET et MICHEL CRISINEL, Lausanne

1. Description des ouvrages

Les nouvelles conditions de trafic imposées par la jonction Berne-Forsthaus de la route nationale NI ont nécessité le remplacement des deux passages supérieurs sur les voies CFF au nœud routier urbain Forsthaus-Güterbahnhof. Les deux ponts existants à la Murtenstrasse et à la Fabrikstrasse n'étaient plus adaptés aux nouvelles exigences du trafic routier (géométrie, charge) et, d'autre part, les Chemins de fer fédéraux exigeaient une augmentation de leur hauteur de gabarit à 6,00 m. La géométrie des deux ouvrages, imposée en plan par les tracés routiers et ferroviaires, était ainsi sérieusement limitée en élévation par ce gabarit ($h/l = 1/24$).

Les deux ouvrages projetés étaient en totalité situés sur les voies de chemin de fer ou dans leur voisinage immédiat. Leur construction devait engendrer un minimum de perturbations au trafic ferroviaire sur cette ligne importante reliant la Suisse romande à la Suisse alémanique, tout en maintenant une liaison continue du trafic routier. Dans ces conditions extrêmes, seule une solution constructive à la fois rapide et apte à assumer les différentes fonctions porteuses découlant de la réalisation par étapes sans étayage entrant en ligne de compte.

La solution choisie, ponts en construction mixte acier-béton à plusieurs poutres métalliques sans entretoises, répond aux exigences formulées ci-dessus. Les deux ouvrages sont constitués de poutres métalliques en âme pleine espacées de 3,00 m, supportant un tablier en béton armé de 22 cm d'épaisseur coulé sur des plaques préfabriquées de 6 cm d'épaisseur, formant un coffrage perdu. La liaison entre l'acier et le béton est réalisée à l'aide de goujons à tête ronde soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques.

Les deux ponts enjambent les voies CFF d'une seule portée et toutes les poutres métalliques sont appuyées simplement à leurs extrémités sur des appareils d'appui en néoprène reposant sur les culées. Les lignes d'appui étant

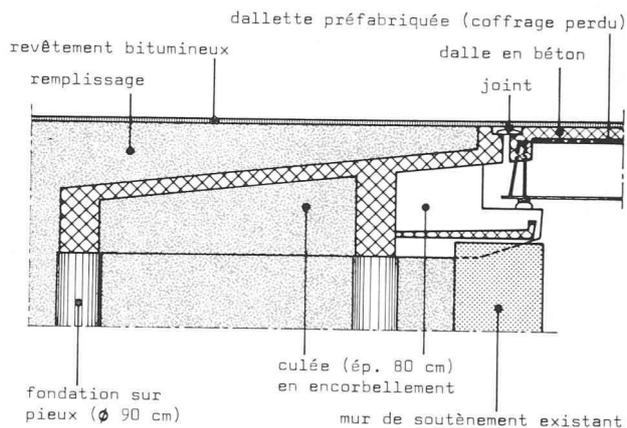


Fig. 2. — Détails des culées et de leur fondation.

parallèles aux voies CFF, les deux ponts sont biais, ce qui fait leur particularité (fig. 1).

Les avantages qu'offre cette solution sont les suivants :

- fondations des culées sur pieux derrière les murs de soutènement existants (pas de perturbations du trafic CFF) ;
- culées en encorbellement en grande partie préfabriquées (fig. 2), réduisant la portée des ouvrages au maximum (diminution du temps de mise en place) ;
- section transversale sans entretoises en travée (fig. 9) d'où montage rapide de la structure métallique, stabilisée par un contreventement de montage (fig. 3) ;
- protection rapide et efficace du tracé ferroviaire par la pose d'une dalle coulée sur place sur un coffrage perdu (fig. 3) ;
- pas d'entretien (acier résistant à la corrosion atmosphérique) ;
- construction légère.

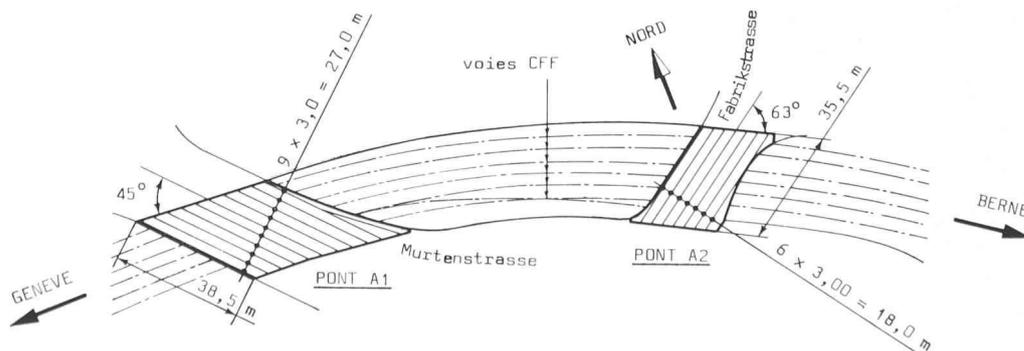


Fig. 1. — Dimensions générales des ouvrages.



Fig. 3. — Vue du pont A2 pendant la construction.

2. But des essais

2.1 Méthodes de calcul

La forme particulière de ces ouvrages a posé quelques difficultés quant à la méthode de calcul à utiliser pour le dimensionnement. Il n'existe en effet aucune méthode de calcul simple applicable à ce type de structure que l'on peut qualifier de pont-dalle orthotrope à nervures excentrées, fortement biaïés, présentant un rapport des rigidités $EI_{long}/EI_{trans} \approx 100$.

Un premier calcul basé sur le modèle d'une grille de poutres a fourni des résultats fort différents d'un autre calcul basé sur le modèle d'une plaque orthotrope. Ces différences étaient surtout marquées dans les zones des angles aigus et obtus (moments d'encastrement). Les résultats du calcul basé sur le modèle plaque (moment d'encastrement négatif à l'angle obtu et positif à l'angle aigu) semblaient cependant douteux du fait du rapport élevé des rigidités entre les deux directions orthogonales. Un nouveau calcul plus élaboré de la structure au moyen d'un programme de calcul de dalles nervurées utilisant la méthode des éléments finis (FEAPS 2) corroborait en grande partie les résultats du calcul en grille de poutres (STRESS).

Les résultats des calculs basés sur ces deux derniers modèles présentaient encore quelques divergences au droit des angles du pont (aigus et obtus). Pour vérifier de plus près le comportement de ces points particuliers, un essai sur modèle a été effectué avant la construction et un programme d'essai a été entrepris sur l'ouvrage en service.

2.2 Essai sur modèle

La méthode utilisée pour les essais sur modèle réduit est celle de moiré. Cette méthode est particulièrement appropriée à l'analyse statique des plaques fléchies, car elle donne une image continue de la surface déformée de la structure. On peut ainsi se rendre compte du comportement statique de l'élément et même contrôler les résultats obtenus par le calcul numérique. La méthode de moiré est basée sur le phénomène optique d'interférence entre un réseau témoin du modèle non chargé et le même réseau déformé par l'application de la charge. Les deux réseaux superposés produisent des franges qui représentent les courbes d'égale pente. A partir de ces courbes, on calcule les courbures et ensuite les moments de flexion.

Le modèle reproduit les dimensions de l'ouvrage entier (10 poutres longitudinales), à l'échelle 1 : 200. Il est constitué d'une plaque en perspex miroité de 2 mm d'épaisseur et de profilés en laiton. La rigidité de la section mixte perspex-laiton a été déterminée expérimentalement par deux essais d'étalonnage (tableau 1). On remarque que le rapport des rigidités obtenu ($EI_{long}/EI_{trans} \approx 100$) correspond à celui de l'ouvrage réel. L'étude sur modèle a été effectuée uniquement pour des charges concentrées. Les résultats d'un des trois cas de charges analysés, à savoir la charge concentrée appliquée au milieu de la dalle, sont analysés ci-dessous.

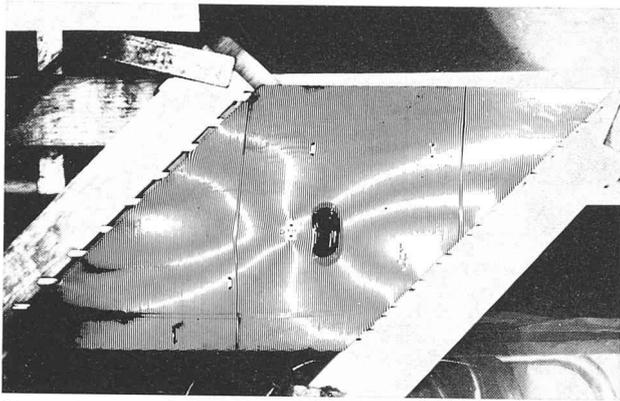
La figure 4 montre les franges de moiré pour deux directions perpendiculaires et l'examen de la configuration des franges conduit aux constatations suivantes :

- dans le sens longitudinal qui est le sens porteur principal, les poutres sont légèrement encastées aux extrémités,
- on a des moments de torsion le long de la ligne d'appui,
- dans le sens transversal, l'effet répartiteur de la dalle est plus prononcé et la zone des moments négatifs est plus étendue et suit un axe qui relie les angles obtus.

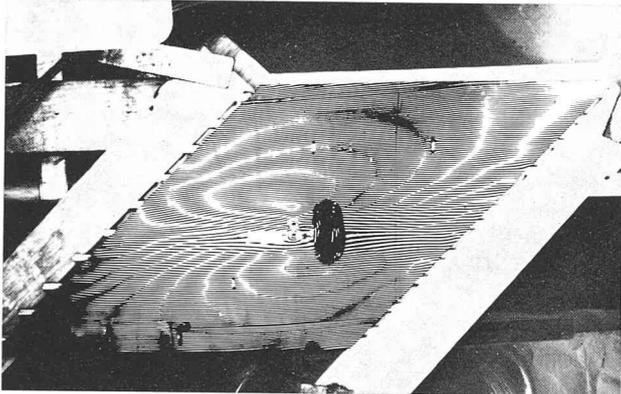
TABLEAU I

Détermination de la rigidité de la section du modèle mixte perspex-laiton

ETALONNAGE [cm]	VALEUR DE EI_{long} PAR UNITE DE LARGEUR [kgcm]	$\frac{EI_{long}}{EI_{trans}}$
	<p>f : flèche mesurée</p> $EI = \frac{M \ell^2}{12 f}$	92
	<p>M : const.</p> $EI = M \rho$ <p>ρ : courbure calculée par moiré</p>	105



Trame transversale



Trame longitudinale

Fig. 4. — Relevé des franges de moiré pour une charge concentrée appliquée au milieu de la dalle.

Le moment de flexion dans le sens longitudinal, sous le point d'application de la charge P , s'exprime par la formule générale déduite de l'essai : $M = 0,28 P$ (tm/m). Le moment correspondant donné par le calcul numérique, basé sur le système d'une grille de poutres, vaut : $M = 0,23 P$. La différence provient des inexactitudes inévitables à toute méthode d'essai ainsi que des simplifications introduites dans le calcul numérique.

Cette différence entre le calcul numérique et l'essai sur modèle apparaît comme raisonnable. Il a donc été admis, pour le dimensionnement de l'ouvrage, d'utiliser la méthode de calcul en grille de poutres.

2.3 Essais des ouvrages

Pour vérifier les hypothèses de calcul, ainsi que pour étudier de plus près les points qui n'avaient pu être appréhendés complètement lors du dimensionnement des ponts et de l'essai sur modèle, un programme de mesures a été préparé par le bureau d'ingénieurs (Balzari/Blaser/Schudel à Berne) et l'organe de contrôle (Professeur J.-C. Badoux, EPF-Lausanne) et proposé au maître de l'ouvrage (Bureau de construction des autoroutes du canton de Berne). La réalisation pratique de ces essais a été confiée à l'Institut de la construction métallique de l'EPFL, du fait qu'un important programme de recherche y est actuellement en cours, axé essentiellement sur le comportement réel des ouvrages en construction métallique, en particulier des ponts mixtes acier-béton. L'essai des ponts de Berne entraine tout à fait dans le cadre de cette étude, le laboratoire de l'Institut de la construction métallique étant, de plus, entièrement équipé pour l'exécution de tels travaux.

Les buts recherchés par ce programme d'essai étaient :

1. Vérifier le comportement structurel des points particuliers (angles obtus et aigus), d'une part, et de l'en-

semble de l'ouvrage, d'autre part. Cette vérification s'est faite au moyen de charges réelles correspondant aux charges de service et non pas, comme on le fait souvent pour les « essais de charge » de routine, avec des charges extrêmes recouvrant tout l'ouvrage.

2. Comparer les résultats d'essais aux résultats obtenus par les différentes méthodes de calcul, en vue d'apprécier le modèle statique et la méthode de dimensionnement les mieux adaptés à ce type d'ouvrage.

3. Essais

3.1 Types d'essais

Le programme d'essai prévoyait trois types de mesure permettant de vérifier le comportement structurel des ouvrages.

1. Mesure des sollicitations de la dalle en béton et des poutres métalliques à l'endroit des angles aigus et obtus sous l'action de charges appliquées hors de ces zones.
2. Mesure des réactions d'appuis sous l'action du poids propre de l'ouvrage et mesure de la répartition des surcharges sur les différents appuis sous l'action des charges concentrées dans la région des appuis et au milieu de l'ouvrage.
3. Mesure de la répartition transversale des surcharges sur les différentes poutres maîtresses.

La réalisation de ces essais a nécessité la mise en place de plusieurs jauges électriques et la lecture de plus de 3000 mesures ; ceci a été possible grâce à la chaîne de mesure dont dispose l'Institut de la construction métallique et que nous décrivons brièvement ci-dessous.

Chaîne de mesure

Les mesures faites lors des essais du biais (50 jauges électriques) et de la répartition transversale (22 jauges électriques) ont été relevées par une installation automatique [1]. Cette chaîne de mesure permet actuellement de lire au maximum 50 capteurs l'un après l'autre, d'imprimer les résultats et de perforer sur une bande les valeurs lues (déformation spécifique, déplacement, etc.). Le dépouillement peut ainsi se faire directement par ordinateur grâce à un programme développé à cet effet. Pour chaque cas de charge, nous avons effectué trois cycles de mesure qui se déroulaient de la façon suivante : 1^o lecture des capteurs sans charge, 2^o lecture avec la charge, 3^o lecture sans charge, etc. Le programme calcule les différences entre les lectures avec la charge et la moyenne des lectures adjacentes sans la charge. Il fait ensuite la moyenne arithmétique des trois différences obtenues, ce qui nous fournit le chiffre utilisé dans les résultats ci-après.

Les problèmes particuliers auxquels nous avons dû faire face lors de ces mesures ont été essentiellement celui de la température (ensoleillement de la dalle, poutres métalliques à l'ombre) et celui des courants induits dans les câbles par les lignes de contact des chemins de fer. Après essais préliminaires, nous avons dû couvrir les zones de dalles examinées (fig. 5) pour conserver une température plus ou moins constante pendant la durée des essais. D'autre part, tous les câbles utilisés étaient munis d'un blindage, ce qui nous a permis d'éliminer tout effet secondaire dû au courant des lignes CFF. La précision des lectures des jauges de contraintes est restée de $\pm 2 \mu\text{m/m}$, soit $\pm 4 \text{ kp/cm}^2$ pour l'acier et $\pm 1 \text{ kp/cm}^2$ pour le béton. Un dernier problème à résoudre a été d'ordre pratique : il s'est agi du collage des jauges sous les poutres métal-

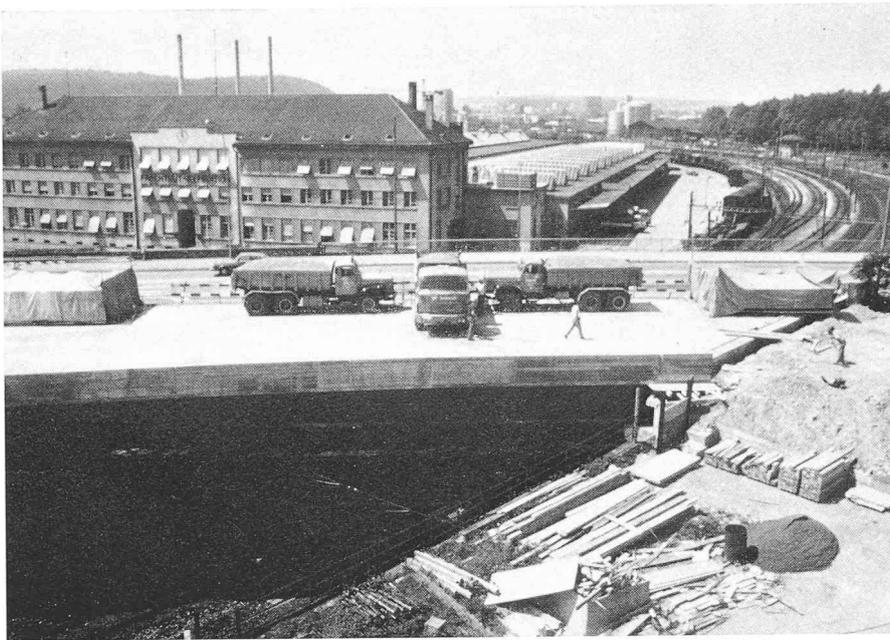


Fig. 5. — Cas de charge B (pont A1). On remarquera sur les zones auscultées les tentes destinées à maintenir une température plus ou moins constante des jauges et des câbles.

liques. Comme les ponts sont situés entièrement sur les voies de chemin de fer et que le trafic ferroviaire ne pouvait être interrompu, il a fallu procéder au collage et câblage des jauges à partir de wagons arrêtés sur une ou deux voies, libérées du trafic et du courant électrique, et ceci pendant plusieurs nuits entre 1 h. et 5 h.

Les réactions d'appuis, mesurées à l'aide de capteurs de force à jauges de contraintes à pont complet ont été relevées manuellement sur un pont de mesure multivoies. Les ponts ont été mis au préalable à zéro, puis lus après la mise en charge par le poids propre. Après une nouvelle mise à zéro, les cycles de charge se sont déroulés comme pour les autres mesures, soit une lecture sous charge entre deux lectures à zéro, le tout répété trois fois.

3.2 Description des essais

a) Mesure des sollicitations dans les angles obtus et aigus

Cet essai de charge a été effectué sur le pont A1 dans sa première étape de construction, c'est-à-dire sur la partie d'ouvrage comprenant les poutres métalliques 6 à 11. Il a consisté à enregistrer plusieurs séries de mesures des dilatations de la structure soumise à l'action de charges statiques (camions).

Les points de mesures ont été répartis dans les deux zones d'extrémité des poutres 6 et 7 (angles obtus et aigus). Ces points de mesures (fig. 6) ont été équipés de capteurs électriques (jauges de contraintes) collés à la surface de la dalle en béton et à la surface des poutres métalliques. Ces jauges électriques permettent de mesurer les dilatations des matériaux dans une direction. Les points de mesures situés à la surface du béton (sauf ceux placés au bord de la dalle) ont été munis de trois jauges disposées en rosette pour déterminer les directions et valeurs des contraintes principales.

Les deux cas de charge envisagés pour cet essai ont été réalisés au moyen de trois camions ($P \approx 3 \times 28$ t) placés sur l'ouvrage selon les schémas de la figure 7.

Parallèlement à ces mesures de dilatation, des mesures de déformations verticales ont été effectuées en trois points différents par nivellement.

b) Mesures des réactions d'appuis

Cet essai a été effectué sur le pont A2 après sa mise en service. Les réactions d'appuis des sept poutres sur la culée nord ont été mesurées.

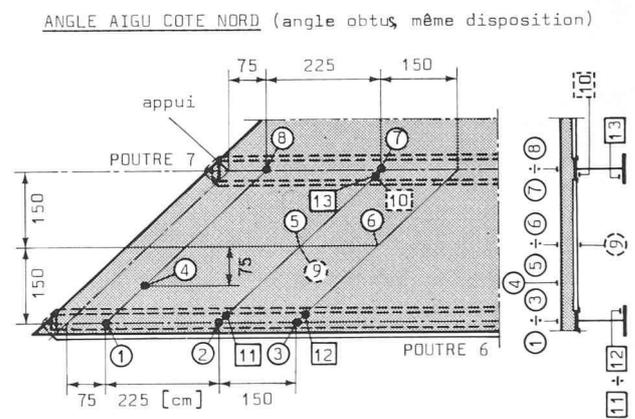


Fig. 6. — Emplacement des points de mesure pour l'essai du biais (pont A1).

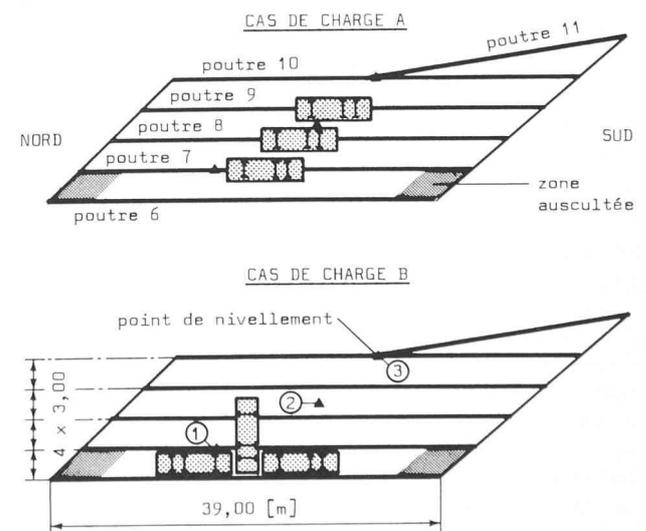


Fig. 7. — Cas de charge pour l'essai du biais (pont A1).

Ce type d'essai, très rarement exécuté à notre connaissance, a nécessité le remplacement momentané des sept appuis nord des poutres par sept appareils de mesure (capteurs de force). Ces capteurs de force ont été placés à l'arrière des appareils d'appuis, au droit du raidisseur prévu pour un soulèvement du pont lors d'un éventuel

changement d'appuis. Le système de levage du pont était constitué, pour chaque appui, de deux vérins de 50 t chacun alimentés en parallèle par une pompe à main et disposés de part et d'autre du capteur (fig. 8).

Le choix de deux vérins de 50 t au lieu d'un seul de 100 t par appui a été imposé par la faible hauteur à disposition entre la console et la semelle inférieure de la poutre métallique.

L'opération de soulèvement du pont a été réalisée simultanément pour les sept poutres maîtresses. Le soulèvement maximum de 5 mm a été atteint par palier de 1 mm, le mouvement étant contrôlé au droit de chaque poutre à l'aide de comparateurs. Des cales appropriées ont alors été introduites entre la tête des capteurs et la semelle inférieure et le pont a été posé sur ces cales par déchargement simultané des vérins.

Le pont reposant alors complètement sur les capteurs de force, les mesures ont été effectuées dans l'ordre suivant :

1. Mesure des réactions sous poids propre.
2. Mesure des réactions sous surcharges (2 camions de 27 t) placées dans la région des appuis.
3. Mesure des réactions sous surcharges placées au centre de l'ouvrage.
4. Mesure des réactions sous poids propre lors de la décharge des capteurs de force.

Lors de l'exécution du point 3, il a été procédé à une première mesure de la répartition transversale des charges. Les cas de charge exécutés sont représentés à la figure 12.

c) Mesure de la répartition transversale

Cet essai a également été effectué sur le pont A2. Il a consisté à enregistrer les dilatations des poutres métalliques dans une section transversale perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage et passant par le milieu de la poutre 4. Cette section de mesure a été équipée de jauges de contraintes collées sur les poutres métalliques selon la disposition de la figure 9.

Des séries de mesures ont été enregistrées sous l'action d'une charge statique (un camion de 27 t) placée successivement sur chaque poutre métallique au droit de la section de mesure (fig. 10).

4. Comparaison et discussion des résultats

Tous les cas de charge d'essai ont été simulés dans un calcul de la manière la plus fidèle possible. Les cas de charge ont été schématisés par des charges concentrées appliquées aux nœuds ou sur les barres de la structure idéalisée, groupées au voisinage de la position effective des essieux.

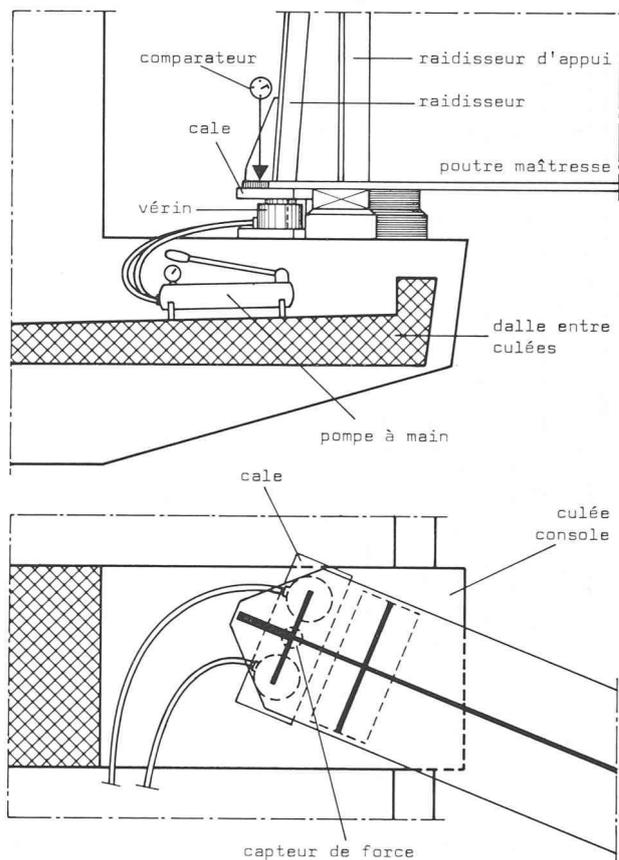


Fig. 8. — Disposition schématique des vérins et du capteur de force au droit d'un appui.

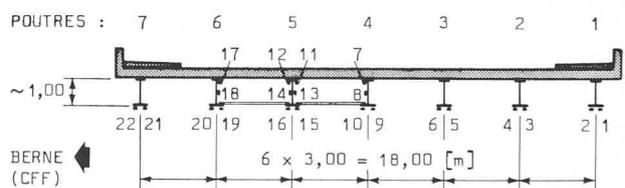


Fig. 9. — Disposition des jauges de contraintes dans la section de mesure (pont A2).

4.1 Sollicitations dans les angles aigus et obtus

L'essai du biais sur le pont A1 a été simulé sur le système statique d'une dalle à nervures longitudinales excentrées et calculé au moyen d'un programme par éléments finis FEAPS 2. Dans ce calcul, le coefficient d'équivalence $n = E_a/E_b$ a été admis égal à 5,5 et les plaques de coffrage ont été considérées comme faisant partie intégrante de la dalle en béton.

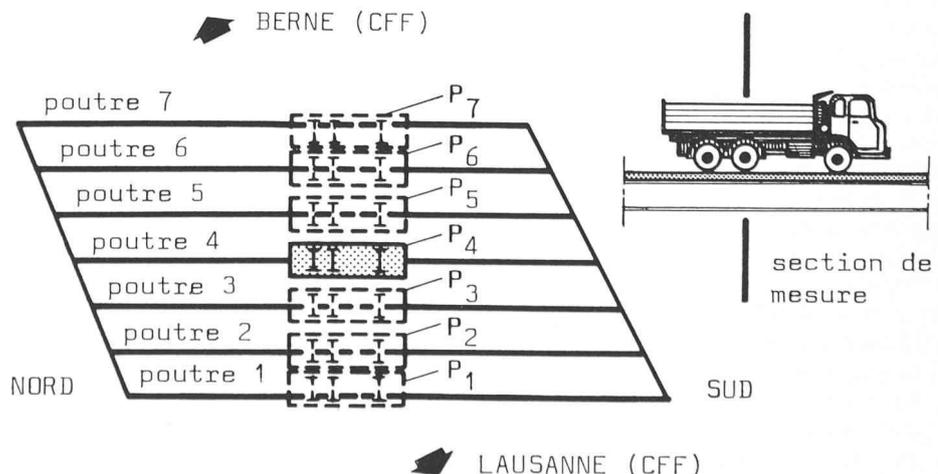


Fig. 10. — Cas de charge pour l'essai de la répartition transversale (pont A2).

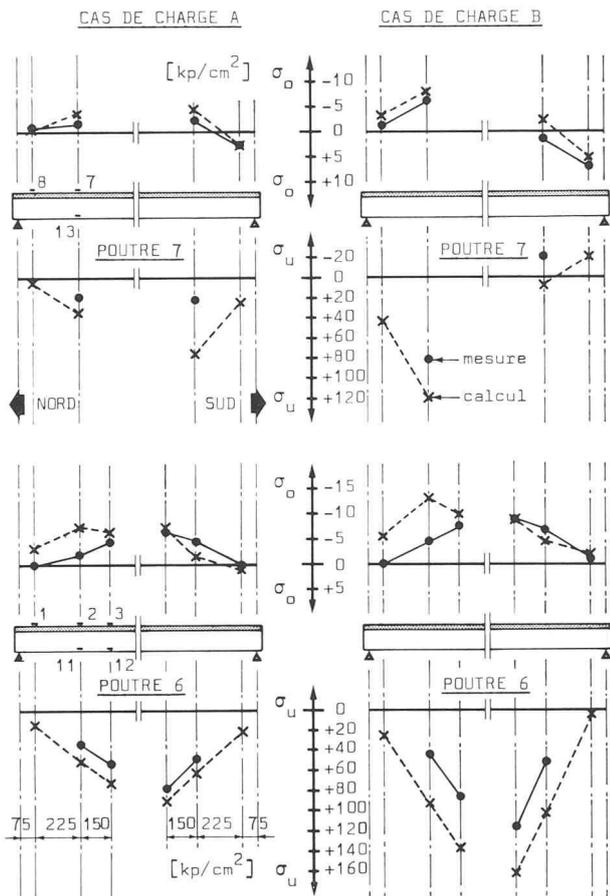


Fig. 11. — Contraintes calculées et mesurées dans la direction des poutres 6 et 7 pour l'essai du biais (pont A1).

La figure 11 représente les contraintes calculées et mesurées dans la direction et aux extrémités des poutres 6 et 7. La comparaison des contraintes de flexion longitudinale, mesurées aux extrémités des deux poutres maîtresses 6 et 7, aux valeurs résultant du calcul montre une bonne correspondance des contraintes dans la dalle (σ_o), alors que les contraintes mesurées sur la semelle inférieure des poutres métalliques (σ_u) sont toujours inférieures aux contraintes calculées. Les moments dans les sections de mesure étant petits par rapport aux moments maximum en travée ($< 25\%$), les différences constatées sont faibles. Pour chaque cas de charge, ces différences sont à peu près constantes pour tous les points de mesure d'une poutre. Elles pourraient provenir d'une meilleure répartition transversale des charges par la dalle. Cette comparaison montre encore que le modèle simule fidèlement le comportement de la structure réelle et que, de plus, les contraintes calculées ne sont jamais inférieures aux contraintes mesurées.

La comparaison des états de contrainte de la dalle (tableau 2) mesurés et calculés montre une correspondance relativement bonne de la grandeur des contraintes principales et de leurs directions sous l'effet du cas de charge B. Le cas de charge A, par contre, engendre des contraintes trop faibles pour permettre une comparaison; étant donné le faible niveau de contrainte et l'étroitesse de la zone auscultée, il est illusoire de vouloir spéculer sur ces résultats.

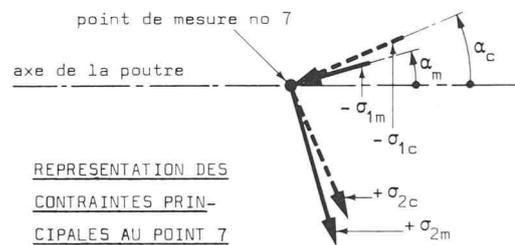
Il ressort cependant de cette comparaison que :

- le niveau de contrainte dans la dalle est relativement bas (-20 à $+40 \text{ kp/cm}^2$), les charges locales sont donc déterminantes pour le dimensionnement de la dalle dans les zones d'appui;

TABLEAU 2

Comparaison des contraintes principales du cas de charge B de l'essai du biais pour l'angle aigu, côté nord (pont A1)

POINTS DE MESURE	CONTRAINTES MESUREES [kp/cm^2]			CONTRAINTES CALCULEES [kp/cm^2]		
	σ_{1m}	σ_{2m}	α_m	σ_{1c}	σ_{2c}	α_c
1	0	—	—	-5,4	—	—
2	-4,4	—	—	-13,0	—	—
3	-7,6	—	—	-10,0	—	—
4	-5,4	+6,5	+30°	-5,0	+2,1	+17°
5	-6,5	+7,6	+21°	-8,5	+10,1	+29°
6	-7,6	+6,5	+20°	-8,7	+4,5	+24°
7	-5,4	+11,0	+16°	-7,9	+9,5	+23°
8	-1,0	+17,5	+23°	-3,2	+22,9	+29°
9	0	-8,7	+32°	-1,1	-8,8	-18°



- la concordance de la grandeur des contraintes mesurées et calculées montre que les plaques préfabriquées travaillent solidairement avec la dalle coulée (section homogène).

Les résultats des mesures des déformations verticales, ainsi que les déformations calculées correspondantes sont comparées dans le tableau 3.

TABLEAU 3

Comparaison des déformations verticales [mm]

POINT DE NIVELLEMENT	CAS DE CHARGE A		CAS DE CHARGE B	
	mesure	calcul	mesure	calcul
①	12,5	14,3	16,7	18,5
②	13,5	17,9	7,3	9,4
③	12,0	16,6	1,3	3,0

La comparaison des déformations verticales mesurées aux déformations calculées, bien que fragmentaire (seulement trois points mesurés), montre que le coefficient d'équivalence acier-béton choisi ($n = 5,5$) est bien estimé et que les plaques préfabriquées participent effectivement à la résistance (cas de charge A : $\delta_{mes}/\delta_{cale} \simeq 80\%$; cas de charge B : $\delta_{mes}/\delta_{cale} \simeq 90\%$).

La comparaison des résultats d'essais à ceux du calcul montre donc, d'une part, que les moments d'encastrement aux extrémités des poutres de bord sont négligeables (comportement en grille de poutres) et, d'autre part, que la méthode de calcul par éléments finis permet d'analyser de manière précise le comportement d'une telle structure même dans les zones particulières telles que les coins de la dalle.

4.2 Réactions d'appuis

L'essai du pont A2 destiné à obtenir la répartition des charges sur les différents appuis a été simulé sur le système statique d'une grille de poutres et calculé au moyen du programme STRESS. La structure a été idéalisée en une grille de poutres orthogonales composée dans le sens longitudinal par des poutres mixtes et dans le sens transversal par des tranches de dalle en béton armé. La rigidité à la torsion des poutres a été négligée.

Les diagrammes de la figure 12 représentent pour le poids propre de l'ouvrage et pour les cas de charge I à IV, la répartition des réactions d'appuis calculées et mesurées.

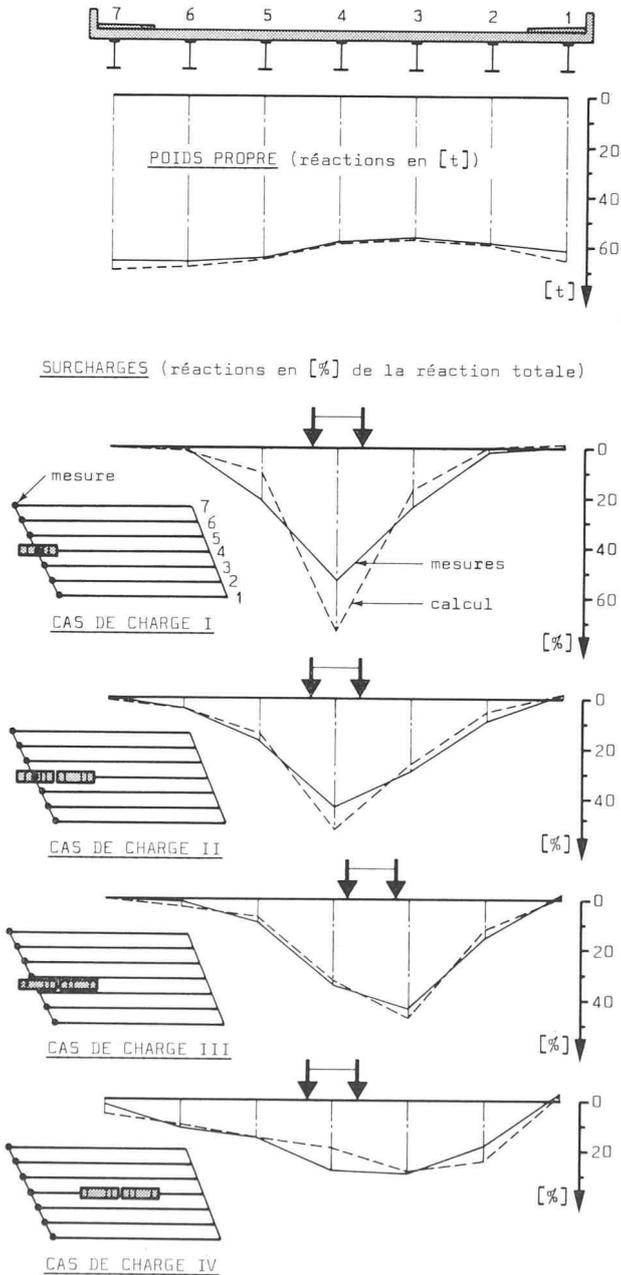


Fig. 12. — Répartition des réactions d'appuis (pont A2).

Les réactions d'appuis mesurées sur la culée nord correspondent particulièrement bien aux réactions calculées, et ceci aussi bien pour les charges du poids propre que pour les charges d'essai. Les réactions mesurées sous poids propre (moyenne de deux mesures) concordent même étonnamment bien avec les réactions calculées, étant donné les diverses sources d'erreur possibles dans l'estimation des charges et de leur répartition sur les différents appuis

(poutres simples jusqu'au bétonnage de la dalle y compris, puis grille de poutres). La somme des réactions d'appuis mesurées représente le 97 % de la somme des réactions calculées. La comparaison des réactions calculées et mesurées sous l'action des charges d'essai montre également une bonne concordance de la répartition des réactions sur les différents appuis, bien que le système statique admis dans ce calcul (grille de poutres) ne représente que d'une manière grossière la structure réelle le long des lignes d'appui.

4.3 Répartition transversale

Les sollicitations dues aux cas de charge appliqués ont été calculées au moyen du programme STRESS sur le système statique d'une grille de poutres avec les mêmes hypothèses que pour le calcul des réactions d'appuis (pont A2). La figure 13 représente la répartition transversale des contraintes mesurées et calculées dans les ailes inférieures des poutres métalliques pour les sept cas de charge considérés ainsi que pour le cas de charge IV de l'essai des réactions d'appuis.

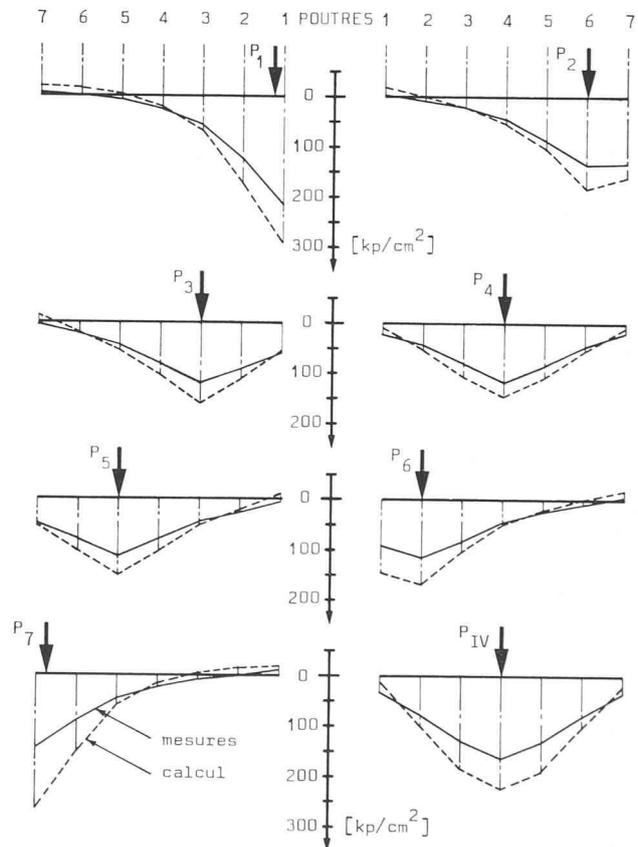


Fig. 13. — Répartition transversale des contraintes dans les ailes inférieures des poutres (pont A2).

Les plus grandes différences ($\sim 25\%$) apparaissent, pour tous les cas de charge, au droit du point d'application de la charge. Ces différences sont inhérentes au choix du système statique de calcul; en réalité, la dalle répartit beaucoup mieux les charges qui lui sont directement appliquées, ce qui a pour effet d'arrondir et d'étaler la courbe des moments de flexion et, par conséquent, de diminuer la contrainte au droit du point d'application de la charge. Cet effet d'amortissement n'est pas rendu par le système statique grille de poutres. La divergence anormale des résultats sous l'action du cas de charge 7 doit être due en grande partie à la présence du trottoir en béton léger de 35 cm d'épaisseur dont on n'a pas tenu compte dans le calcul.

Les lignes de répartition transversale des charges, déterminées par le calcul de la contrainte à la fibre inférieure des poutres maîtresses sur le système statique grille de poutres (STRESS), sont très semblables aux lignes résultant de l'interprétation des résultats d'essais [2].

4.4 Remarques générales sur le comportement des ouvrages

Les discussions précédentes permettent avant tout de remarquer que tous les résultats d'essais confirment le comportement structurel admis lors du calcul de ces ouvrages. Ainsi, ces structures portent essentiellement dans la direction des poutres métalliques, la dalle quant à elle répartissant les charges qui lui sont appliquées. Elles se comportent comme des grilles de poutres et non pas comme des dalles orthotropes.

Les moments d'encastrement longitudinaux aux extrémités des poutres peuvent être négligés. En effet, si l'essai du biais montre que la dalle crée des encastres dans les coins obtus et aigus au voisinage des lignes d'appuis, ces effets sur les efforts de flexion longitudinale des poutres maîtresses restent cependant faibles. En valeur effective, ces efforts correspondent très bien à ceux du calcul par la méthode des éléments finis (dalle à nervures excentrées), ceci aussi bien pour des charges au centre (cas de charge A) que pour des charges placées sur le bord (cas de charge B). La dalle est donc suffisamment souple pour que le comportement porteur principal de la structure ne soit affecté que légèrement par le biais pourtant très important des lignes d'appuis (jusqu'à 50°).

Les buts que l'on s'était fixés lors de l'élaboration du programme d'essais ont donc été atteints : le comportement structurel est vérifié et les résultats des essais confirment les résultats obtenus par calcul. Une seule chose est à regretter : c'est le nombre trop restreint de points de mesure lors de l'essai du biais (capacité maximale de la chaîne de mesure utilisée). La mesure de contraintes le long de la semelle inférieure des deux poutres maîtresses 6 et 7, ainsi que quelques points de mesure sur les autres poutres auraient sans doute fourni des résultats supplémentaires intéressants sur le comportement global de ce type d'ouvrage.

5. Conclusions

Les deux ponts mixtes multipoutres objets de cette étude, bien que de portées courantes (35 et 40 m), présentaient la particularité d'être dépourvus d'entretoises et surtout d'être fortement biais (jusqu'à 50°).

Les essais effectués sur ces deux ponts ont permis de confirmer les résultats du calcul et ont souligné le comportement porteur en grille de poutres d'un tel type de structure.

Les résultats de l'essai du biais ont montré que le programme de calcul par la méthode des éléments finis sur le modèle d'une plaque isotrope à nervures excentrées permettait une analyse très fidèle de ces structures.

Les résultats des mesures des réactions d'appuis et de l'essai de répartition transversale ont confirmé que le calcul en grille de poutres (STRESS) permet de déterminer de façon suffisamment précise aussi bien les efforts sollicitant les poutres maîtresses mixtes que les réactions sur les appareils d'appuis d'une telle structure. Les efforts engendrés dans les coins du tablier en béton par les charges appliquées hors de ces zones étant petits (voir l'essai du biais), le calcul sur le modèle d'une dalle à nervures excentrées (plus onéreux) n'est à recommander que pour l'analyse de l'effet de fortes charges concentrées (routes d'approvisionnement par exemple) ou de toute autre condi-

tion particulière pouvant mettre en cause le comportement porteur de la structure.

L'exécution d'essais tels qu'ils sont décrits dans cet article permet de mieux connaître le comportement réel de ponts à structure porteuse particulière. Les mesures faites donnent les moyens de comprendre de façon souvent plus simple et plus approfondie le comportement statique sous charges réelles (et non pas sous charges fictives des normes). Quelquefois, des mesures sous charges roulantes (essais ou trafic réel) nous renseignent sur le comportement dynamique des ouvrages, difficile à saisir par le calcul et souvent mal connu des praticiens.

Cette meilleure connaissance du comportement physique réel des ponts montre que le dimensionnement purement mathématique ne saurait suffire. C'est dans ce sens que l'enseignement de la construction des ouvrages d'art est donné à l'Ecole polytechnique, afin que l'étudiant se rende compte que l'élaboration d'un projet de pont comprend non seulement le dimensionnement, mais surtout la synthèse de tous les éléments extérieurs influençant sa conception et son étude. A ce propos, nous relèverons l'excellente collaboration qui s'est créée à l'occasion de la réalisation de cet ouvrage entre le bureau d'ingénieurs et l'Ecole polytechnique, collaboration essentielle si l'on veut satisfaire à la fois l'enseignement de la construction et la réalisation pratique dans les règles de l'art.

Remerciements

Nous tenons ici à remercier le Bureau de construction des autoroutes du canton de Berne (Autobahnamt des Kantons Bern) qui a financé les essais et la direction des travaux qui a participé très activement à leur réalisation.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] CRISINEL, MICHEL : *ICOM, le laboratoire d'essais*. Bulletin technique de la Suisse romande, vol. 103 (1977), n° 17, p. 206-210.
- [2] CRISINEL, MICHEL : *Mesures sur quelques ponts mixtes récents*. Documentation SIA n° 23. Zurich, Société suisse des ingénieurs et des architectes, 1977, p. 65-73.

Adresses des auteurs :

Jacques Perret, ing. civil EPFZ-SIA
Bureau Balzari, Blaser, Schudel
Ingénieurs et planificateurs
Kramburgstrasse 14, 3006 Berne
A. Rabinovici, ing. SIA, Dr ès. sc.
Chemin Rochettaz 1, 1009 Pully
Jean-Paul Lebet, ing. civil EPFL-SIA
Michel Crisinel, ing. civil EPUL-SIA
Ecole polytechnique fédérale de Lausanne
Institut de la construction métallique (ICOM)
Chemin des Délices 9, 1006 Lausanne

Projet et exécution des ouvrages

Maître de l'ouvrage : Bureau des autoroutes
du canton de Berne
Ingénieurs et direction des travaux : Balzari Blaser Schudel
Ingénieurs et planificateurs,
Berne

Entreprises

— pieux de fondation : Losinger AG, Bern
— béton armé : Zschokke Conrad AG, Bern
— construction métallique : Zschokke-Wartmann AG, Brugg
— éléments préfabriqués : Element AG, Bern
Organe de contrôle : Jean-Claude Badoux, professeur,
EPF Lausanne