

# De quelques problèmes à l'ordre du jour et des tendances actuelles en matière de construction de ponts aux chemins de fer fédéraux

Autor(en): **Marguerat, Léon**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **79 (1953)**

Heft 11-12

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-59787>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

de 240 mm ; sur tout le pourtour libre du panneau, la tôle est repliée sur une hauteur de 60 mm pour faire raidissement. Le caisson a lui-même été construit par pliage d'une tôle de 5 mm d'épaisseur. L'ensemble marquise-caisson fut exécuté en atelier en un seul bloc, qui fut transporté, mis en place, assemblé aux colonnes par soudure à l'arc en une matinée. Les tubes de 18 cm de diamètre qui constituent ces dernières sont encastrées à leur base dans les blocs de fondation. Ils sont réunis, deux à deux, par articulation, au niveau des caissons par des tirants ajourés. Un tel système assure la stabilité de l'ouvrage. Dans le calcul, on a tenu compte d'une surcharge de neige de 120 kg/m<sup>2</sup>, ainsi que des effets du vent en pression et dépression prévus dans les nouvelles prescriptions des normes S. I. A.

L'évacuation des eaux de pluie est assurée dans les ondes de la tôle par la pente de 8 % de l'arête inférieure ; l'eau se déverse dans les caissons par des ouvertures triangulaires ménagées dans leurs parois verticales et se dirige vers les colonnes, grâce à la pente d'un double fond en tôle mince. Les regards circulaires prévus sur les faces intérieures des caissons et à la base des colonnes permettent un nettoyage éventuel.

Le problème de la protection contre la corrosion de cette construction en tôle mince a particulièrement

retenu l'attention du constructeur. L'ensemble de l'ouvrage a été décapé au jet de sable puis enduit de deux couches de pâte de zinc (procédé « Zinga »), à raison d'une application totale de 500 g/m<sup>2</sup>, le pourcentage de zinc dans le film sec étant de 96 et l'épaisseur de la couche étant d'environ 0,12 mm. L'action du zinc appliqué ainsi sur une tôle d'acier décapée est de nature électrochimique. Par électrolyse, l'acier sera protégé aux dépens du zinc qui se consomme. D'autre part, la résine formant le liant et qui a le rôle de fixateur ralentit ce phénomène et prolonge la durée du film protecteur.

L'étude technique et l'exécution de cet ouvrage ont été assumées avec plein succès par l'entreprise Zwahlen & Mayr S. A. à Lausanne. L'installation va être complétée par un kiosque métallique en rotonde s'élevant entre les quatre colonnes et par deux distributeurs côté Tivoli (fig. 7).

#### Conclusion

L'emploi des profilés pliés permet de résoudre d'une façon simple et élégante les problèmes constructifs les plus variés. Créés pour chaque cas particulier, ils conduisent à des avantages fonctionnels certains ; ils permettent en outre l'allègement des constructions et réalisent ainsi des économies de métal importantes.

## DE QUELQUES PROBLÈMES A L'ORDRE DU JOUR

ET DES

## TENDANCES ACTUELLES EN MATIÈRE DE CONSTRUCTION DE PONTS AUX CHEMINS DE FER FÉDÉRAUX

par LÉON MARGUERAT, ingénieur E.P.U.L.

chef de la section des ponts à la Direction générale des C.F.F., à Berne.<sup>1</sup>

Chargé de cours à l'E.P.U.L.

On a pu se demander parfois la raison d'être de sections spécialisées dans les questions de ponts, dans l'organisation d'un réseau ferroviaire qui a pratiquement cessé de s'étendre depuis cinquante ans et qui n'a pas été touché par la guerre.

Il est exact que les C. F. F. n'ont construit que très peu de lignes nouvelles. Leur activité se concentre essentiellement sur le perfectionnement du réseau. Il faut, sous le double signe de la sécurité et de l'économie, augmenter la capacité et le rendement de nos voies ferrées, ce qui implique le remplacement ou l'extension des installations désuètes ou insuffisantes et le maintien en parfait état de fonctionnement des autres. Nous laisserons de côté les problèmes d'entretien proprement dit, qui pourraient à eux seuls faire l'objet d'un volu-

mineux article, pour ne nous occuper que des questions de construction et des problèmes d'ordre général.

Les raisons essentielles qu'ont actuellement les C. F. F. de construire des ponts — le cas, d'ailleurs très rare, de nouvelles lignes mis à part — sont au nombre de quatre :

- 1<sup>o</sup> remplacement systématique de petits ponts-rails métalliques ;
- 2<sup>o</sup> construction de passages inférieurs (P.I.) ou supérieurs (P.S.) pour supprimer des passages à niveau ;
- 3<sup>o</sup> reconstruction d'ouvrages trop faibles, ou dont on doit admettre qu'ils ont atteint la limite de sécurité ;
- 4<sup>o</sup> construction de doubles voies.

Nous allons passer ces catégories en revue ; mais il est évident que cette subdivision n'a pour but que de définir aussi clairement que possible les raisons qu'ont les C. F. F. de bâtir de nouveaux ouvrages d'art ; les

<sup>1</sup> Conférence faite à la Section bernoise de la S. I. A. le 13 février 1953 et préparée avec la collaboration de M. Schlumpf, ingénieur, chef de section, chargé des essais et mesures, et de MM. Wachter et Dr Gilg, ingénieurs, qui voudront bien trouver ici l'expression de mes sincères remerciements pour leur précieux appui.

solutions adoptées dans chaque cas dépendent beaucoup plus des conditions locales (hauteur libre, portée, nature du terrain, maintien du trafic pendant les travaux) ainsi que de considérations d'ordre financier et esthétique, que des circonstances qui ont motivé les travaux. C'est dire que certaines conclusions données dans un chapitre peuvent très bien être valables pour d'autres.

### 1. Remplacement systématique de petits ponts-rails métalliques

Les petits ponts-rails métalliques (portée  $< \sim 10$  m) sont soumis à des effets de fatigue relativement élevés, car leur poids propre est faible. Ils ont en outre tendance à « danser » sur leurs appuis, ce qui provoque un martèlement de la construction ; il n'est pas rare, en effet, que l'on soulève le tablier métallique par les rails en bourrant la première traverse sur la culée. Les fissures sont très fréquentes dans ces ouvrages, c'est pourquoi nous les éliminons systématiquement. Le programme est dicté bien entendu par l'état des ouvrages existants, mais aussi par le souci de créer des itinéraires continus à forte capacité.

Pareils tabliers existent généralement en des endroits où la hauteur de construction est limitée. C'est dire qu'on ne peut presque jamais les remplacer par des voûtes, ce qui est fort regrettable, car la voûte en béton revêtue de moellons constitue le type de pont le plus durable et le moins sensible aux surcharges, tout en restant d'un entretien modeste.

Nous avons donc recours, en règle générale, à la dalle en béton armé, surmontée du lit ordinaire de ballast qui assure à la voie sa continuité.

La figure 2 donne la coupe transversale d'une telle dalle (pour simple voie), dont la normalisation est en voie d'achèvement.

L'armature est aussi fine et serrée que possible, le diamètre maximum des barres est limité à 36 mm. Une nappe supplémentaire d'armatures fines est prévue, au tiers environ de l'épaisseur de la dalle à partir de la face inférieure, dès que l'épaisseur de la zone tendue (calculée en stade 1) dépasse 30 cm. Nous reviendrons plus loin sur cette question des ponts-dalles en béton armé.

Le type de ponts dits « à poutrelles enrobées » (fig. 3), qui a connu une grande vogue lorsque les poutrelles

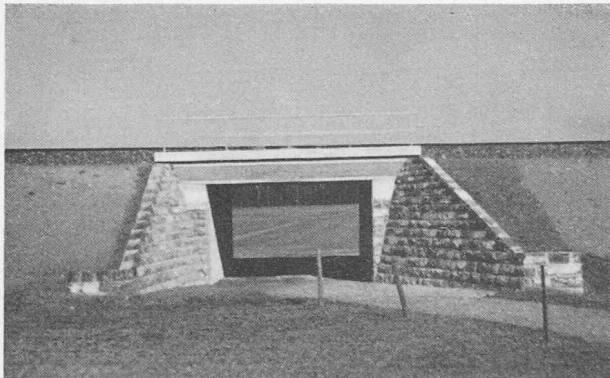


Fig. 1. — Pont-dalle de 5,60 m de portée, en remplacement d'un tablier métallique.

### Ponts-rails en béton armé

Coupe transversale type

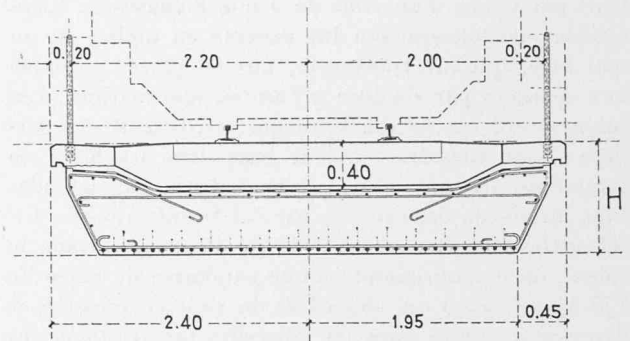


Fig. 2. — Ponts-rails en béton armé. Coupe transversale type.

étaient très bon marché, a pratiquement fait son temps aux C. F. F.

Le système prête en effet à critiques : énorme consommation d'acier, impossibilité d'armer correctement le béton, de par la présence des poutrelles ; mauvaise adhérence le long des âmes, d'autant plus que celles-ci sont plus hautes ; dislocation du béton entre les poutres, parallèlement à celles-ci ; corrosion des ailes inférieures par l'eau de condensation, notamment aux poutrelles de rive, etc.

On a souvent insisté sur la faible hauteur de construction des ponts à poutrelles enrobées. Les chiffres de la figure 4 permettent d'apprécier cet avantage à sa juste valeur.

Portées en m	4	6	8	10	12	14
Dalles en béton armé $\sigma_b = 110 \text{ kg/cm}^2$ ; $\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2$ (Acier I)	31	44	57	71	86	100
Dalles à poutrelles :						
7 I Die enrobés (TN)	36	45	55	69	86	97
9 I Din enrobés (TR)	31	38	45	55	66	78

Fig. 4. — Epaisseurs de dalles en béton armé et à poutrelles enrobées pour ponts-rails à simple voie (en cm).

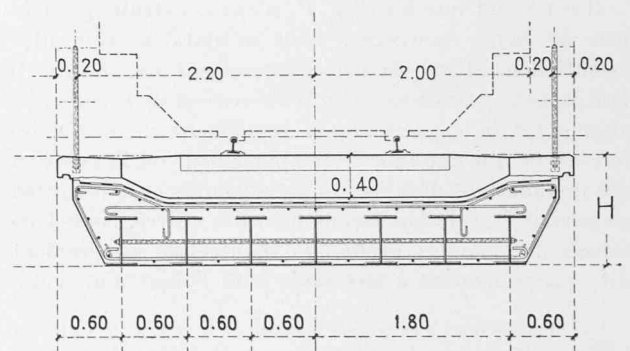


Fig. 3. — Ponts-rails à poutrelles enrobées. Coupe transversale type à sept poutrelles (TN).

On voit que la dalle en béton armé peut être exécutée avec la même épaisseur que celle à 7 poutrelles DIE. On ne gagne quelques centimètres sur la hauteur de construction qu'en augmentant le nombre des poutrelles, ce qui se traduit par un accroissement des inconvénients signalés plus haut.

Un avantage des ponts à poutrelles enrobées réside dans le fait que, les coffrages pouvant être suspendus aux poutrelles métalliques, le passage reste libre sous le pont pendant les travaux. Il ne faut toutefois pas exagérer l'importance, car l'on peut très souvent étayer le coffrage d'une dalle en béton à l'aide d'échafaudages retroussés ménageant un débouché suffisant. Pour ce qui est des délais de décoffrage et de mise en service, il ne faut pas oublier que même si le système porteur est théoriquement constitué par les seules poutres en acier, le béton n'en travaille pas moins, notamment dans le sens transversal. Une mise en charge prématurée peut conduire à des dislocations fort regrettables.

Les poutrelles enrobées ne sont plus donc utilisées que dans des cas très spéciaux.

Normalement, les ponts-dalles sont munis d'une couche de ballast, qui permet de poser les rails comme en pleine voie. Mais il arrive qu'on ne dispose pas des 40 cm nécessaires. Diminuer cette épaisseur enlèverait au ballast toute souplesse et compromettrait la tenue des traverses, dont le bourrage deviendrait difficile. Nous avons alors cherché à supprimer le ballast et à fixer les rails sur la dalle en béton, par l'intermédiaire de selles métalliques et de plaques de caoutchouc.

La figure 5 montre la dalle du P. I. de Wichtrach, de 3,80 m de portée, sur la ligne Berne-Thoune, exécutée selon ce principe en 1950. Les selles de fixation sont espacées de 75 cm. La figure 6 donne le détail d'une de ces selles, lesquelles sont fixées à la dalle par quatre boulons; la semelle en caoutchouc a 25 mm d'épaisseur; elle doit remplacer l'élasticité du ballast; elle est gaufrée selon les principes énoncés par la Société nationale des chemins de fer français, pour permettre sa déformation à volume constant. Les expériences faites jusqu'à maintenant sur les trois ouvrages de ce type sont bonnes. Toutefois, ce mode de fixation constitue une discontinuité pour la voie; aussi ne saurait-il remplacer la pose normale sur ballast lorsque celle-ci est possible.

Les petits ponts en béton précontraint ne se sont pas imposés, pour des raisons économiques. Nous n'en avons pas d'autres que ceux construits pendant la guerre sous la pression des conditions du marché (pénurie d'acier). Il

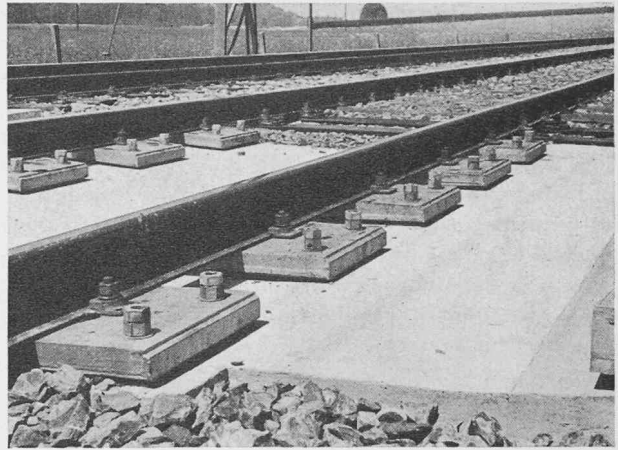


Fig. 5. — P. I. de Wichtrach, ligne Berne-Thoune, portée 3,80 m. Fixation de la voie sur la dalle en béton, à l'aide de semelles en caoutchouc et de selles métalliques.

nous paraît difficile que le béton précontraint puisse rivaliser avec le béton armé pour les petites portées.

Il est enfin très rare que nous remplacions un vieux pont métallique de moins de 10 m de portée par un nouveau tablier en acier. Il faut pour cela que la hauteur de construction soit si réduite que toute autre solution soit exclue.

## 2. Remplacement de passages à niveau par des passages inférieurs (P.I.) ou supérieurs (P.S.)

Si les passages à niveau ne sont pas vus d'un très bon œil par les usagers de la route, ils ne jouissent pas pour autant d'une faveur particulière auprès des chemins

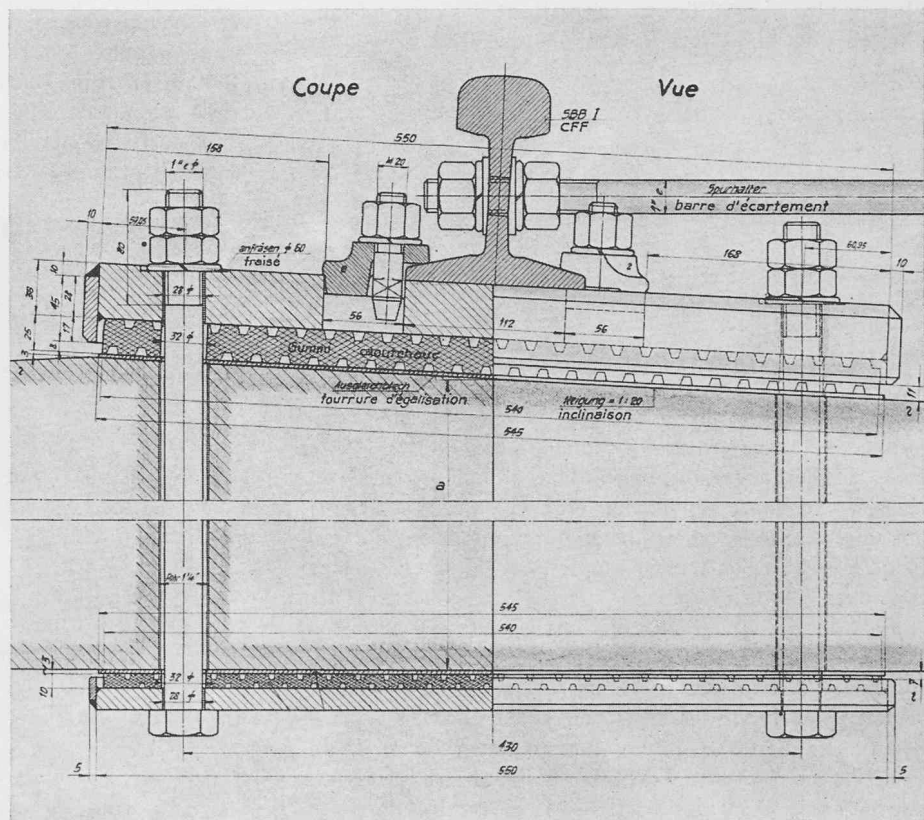


Fig. 6. — Fixation de la voie sur dalle en béton. Détail d'une selle.

de fer, qui vouent la plus grande attention à leur disparition ; 1700 d'entre eux, sur les 5900 que comportait le réseau lors du rachat en 1902, ont été supprimés, ce qui fait une moyenne de 34 par an.

La suppression des passages à niveau nécessite dans bien des cas la construction de P. I. ou de P. S. Les P. I. sont généralement de dimensions assez modestes ; les principes énoncés précédemment leur sont donc applicables. C'est dire que nous recourons presque toujours à la dalle en béton armé — parfois au cadre — une voûte n'étant presque jamais réalisable, à cause de son encombrement.

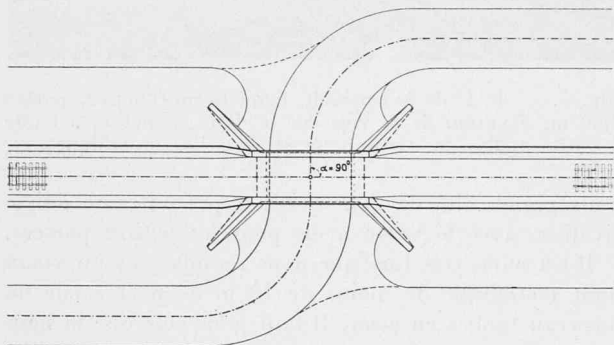


Fig. 7. — Passage inférieur. Traversée ancienne.

On sait comment a évolué le trafic routier au cours des trente dernières années. Le bon petit P. I. à angle droit (fig. 7) que l'on aurait pu construire encore vers 1920 ne répond plus du tout aux conditions actuelles du trafic. Une route moderne ne saurait s'accommoder de ces brusques tournants. Les traversées deviennent de plus en plus aiguës (fig. 8), nécessitant des ouvrages de plus en plus biais, parfois à moins de 30°.

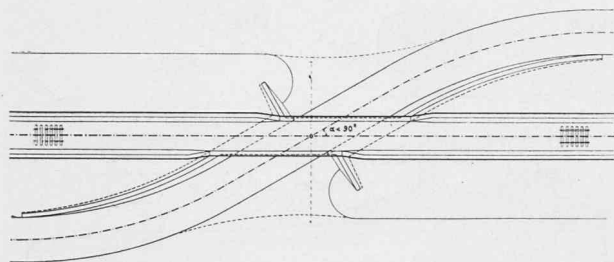


Fig. 8. — Passage inférieur. Traversée moderne.

Les avantages du pont-dalle en béton sont déjà notoires en traversée droite : facilités d'exécution, large zone de béton tendu assurant une belle réserve de charge, excellente répartition transversale. Nos études ont montré que ce type est économique pour des portées jusqu'à ~ 14 m en travée simple et ~ 17 m en travées continues (ponts-rails).

Mais la dalle déploie tous ses avantages dans les ouvrages biais. Aux avantages précédents s'ajoutent la simplicité des formes et la possibilité de disposer les armatures suivant les trajectoires des moments principaux. La figure 9 donne une vue aval du P. I. de Territet, sur la route Lausanne-Saint-Maurice, mis en service en 1952 ; il fait partie de la correction de route entreprise par l'Etat de Vaud pour supprimer le fameux passage à niveau de Territet, le dernier de cette artère.

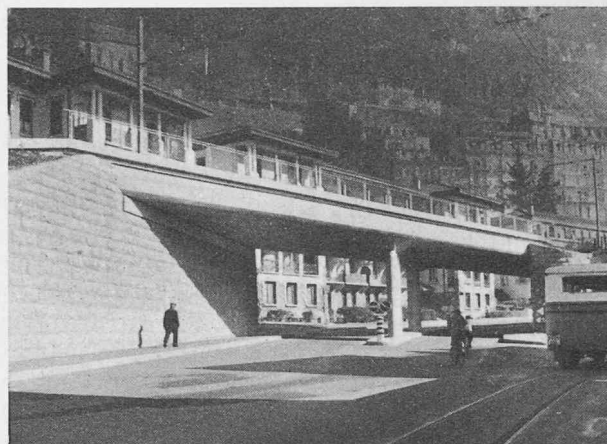


Fig. 9. — P. I. de Territet, ligne Lausanne-Saint-Maurice. Vue aval.

Exécution : Entreprise E. Imhof S. A., Lausanne, 1952.

Les caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes : Dalle à double-voie, de 80 à 90 cm d'épaisseur, continue, à deux ouvertures, soit :

Bord aval :	17,18 m et 17,83 m
Axe pont :	17,18 m et 21,35 m
Bord amont :	18,34 m et 35,13 m
Ouverture droite (libre) :	$2 \times 7,35$ m.

L'appui intermédiaire est constitué par deux palées-champignons de  $3,10 \times 0,50$  m, espacées de 8,80 m.

Biais :	
Culée Lausanne :	28°
Culée Saint-Maurice :	$24^\circ \div 6^\circ$

L'ouvrage a été étudié par la Section des ponts du 1<sup>er</sup> arrondissement, à Lausanne, sur la base d'essais sur une maquette en béton de pierre ponce exécutés au Laboratoire de statique de l'E. P. U. L. ; l'échelle du modèle était de 0,06. Les deux demi-palées, qui répondent aux résultats donnés par le modèle, se sont révélées excellentes pour le partage du trafic et pour la visibilité.

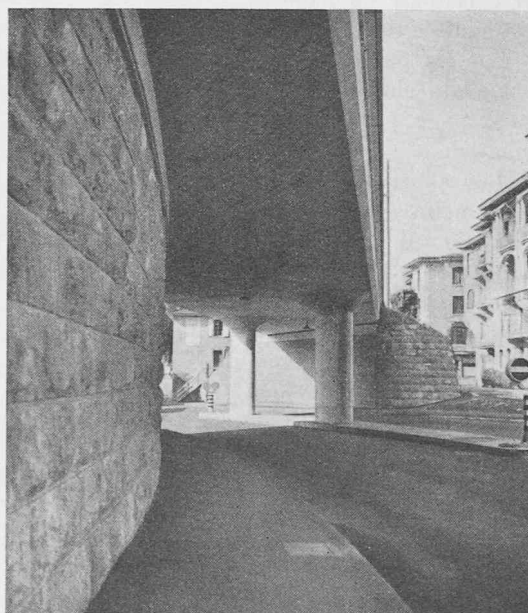
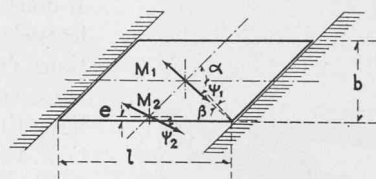
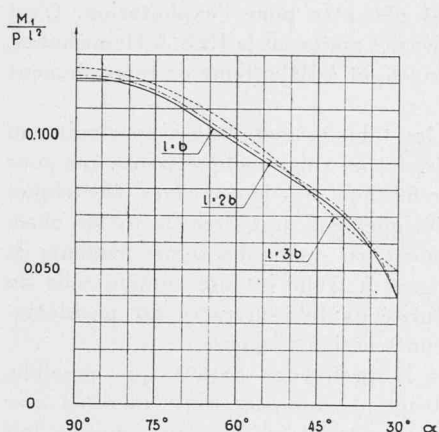


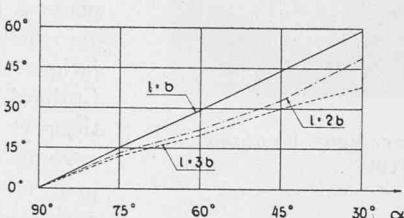
Fig. 10. — P. I. de Territet. Vue amont.

Cas de la charge uniformément répartie sur toute la dalle biaisée

Moment principal  $M_1$  au centre



Direction principale  $\psi_1$  au centre



Essais EPUL - Coefficient de Poisson  $\nu = 0.33$

Fig. 11. — Dalles pleines biaisées. Moment  $M_1$  au centre de la dalle.

La figure 10 montre le P. I., vu de l'amont, avec la culée courbe côté Saint-Maurice à gauche et le long bord libre de 35 m. Lors de l'essai de charge, la flèche de ce bord a été de 2,6 mm, soit  $1/13500$  de la portée, sous une charge de trois locomotives.

Nous ne nous étendons pas davantage sur ce prototype, qui fera l'objet de publications séparées.

Le problème des ponts biais nous préoccupe depuis un certain temps. Il y a déjà quelques années que nous avons constaté que les sollicitations dans les dalles biaisées à poutrelles enrobées ne correspondent pas à celles que donne le calcul ordinaire, qui suppose les moments principaux parallèles aux bords libres de l'ouvrage. La suppression de passages à niveau entraînant la construction toujours plus fréquente d'ouvrages de plus en plus biaisés, nous avons entrepris l'étude systématique des dalles biaisées en béton armé à lignes d'appui parallèles, en nous limitant, en première étape, aux ponts à une ouverture. L'étude a été faite sur des maquettes au Laboratoire de statique de l'E. P. U. L., sous la direction de M. le professeur Panchaud. Elle a porté sur 15 cas, soit 5 valeurs du biais  $\alpha$  ( $90^\circ, 75^\circ, 60^\circ, 45^\circ$  et  $30^\circ$ ) et, chaque fois, 3 « élancements »  $\frac{l}{b}$  de la dalle, à savoir  $\frac{l}{b} = 1, 2$  et  $3$ .

Les mesures ont été faites pour une charge uniformément répartie sur la demi-dalle (en largeur) et sur la

dalle entière. Les modèles étaient en tôle de paraluman de 3 mm d'épaisseur.

La figure 11 donne les résultats trouvés pour le moment principal  $M_1$  au centre et la direction  $\psi_1$  de ce moment en fonction du biais  $\alpha$ , pour le cas de la charge répartie sur toute la dalle.

On voit que la valeur de  $M_1$  dépend assez peu de  $\frac{l}{b}$ ; par contre, la direction  $\psi_1$  de  $M_1$  dépend de ce rapport; elle est  $\perp$  à la culée pour  $\frac{l}{b} = 1$  et se rapproche de la bissectrice de l'angle formé par la  $\perp$  à la culée et le bord libre de la dalle lorsque  $\frac{l}{b}$  augmente.

La figure 12 reproduit les résultats pour le moment  $M_2$  au bord de la dalle, c'est-à-dire à une distance  $e$  de ce bord égale à l'épaisseur de la dalle; la charge est toujours uniformément répartie sur toute la surface.

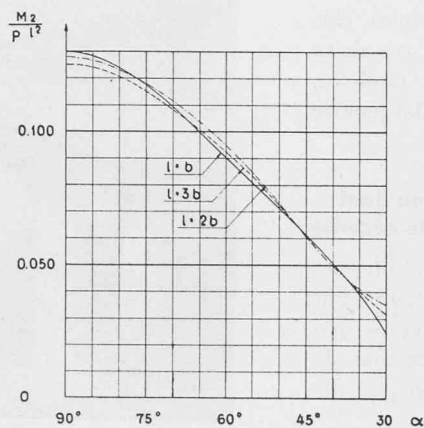
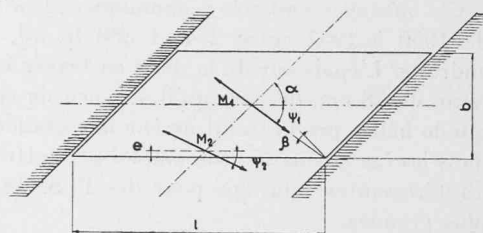
La valeur du moment  $M_2$  est presque indépendante de  $\frac{l}{b}$ .

Il est intéressant de noter que la direction  $\psi_2$  s'écarte nettement du bord libre, même à une aussi faible distance de ce bord.

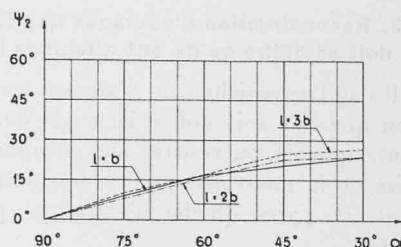
On constate que les courbes présentent quelques petites irrégularités dues vraisemblablement à la méthode de mesure. Des essais complémentaires et une

Charge uniformément répartie sur toute la dalle

Moment principal  $M_2$  au bord, à une distance  $e$  du bord égale à l'épaisseur de la dalle



Direction principale  $\psi_2$  au bord



Essais EPUL - Coefficient de Poisson  $\nu = 0.33$

Fig. 12. — Dalles pleines biaisées. Moment  $M_2$  au bord de la dalle.

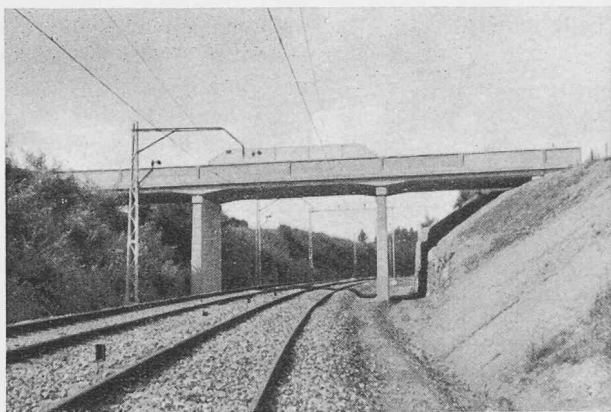


Fig. 13. — Passage supérieur d'Avry, ligne Lausanne-Fribourg, km 58,920 (1952).

analyse théorique du problème, actuellement en cours, permettront de les corriger.

Les modèles étant en aluminium avec un coefficient de Poisson  $\nu = 0,33$ , il reste à interpréter les résultats pour le  $\nu = 0,17$  du béton. Cette modification n'affectera pratiquement que les moments transversaux.

Ces essais, de même que leur utilisation pratique, feront l'objet de publications ultérieures. Nous envisageons de les étendre plus tard au cas des dalles continues à plusieurs travées.

Les passages à niveau sont fréquemment remplacés par des traversées par-dessus la voie, c'est-à-dire par des passages supérieurs (P. S.). Nous avons mis au point deux P. S.-types constitués par des dalles continues en béton armé à épaisseur variable, correspondant aux traversées sur simple ou sur double voie.

Les portées sont normalement de

7,00 m - 9,10 m - 7,00 m sur simple voie  
7,85 m - 10,20 m - 7,85 m sur double voie

Ces ouvrages sont très économiques ; leur prix a varié de 1950 à 1952 entre 264 et 388 fr./m<sup>2</sup>, suivant les endroits. L'épaisseur de la dalle en travée est au maximum de 38 cm, de sorte qu'il y a peu de chances pour que le béton précontraint amène une grande révolution dans les cas normaux ; son emploi permettra par contre d'intéressantes solutions pour des P. S. de dimensions plus grandes.

Les traversées supérieures biaisées étant aussi très fréquentes, nous avons l'intention d'étudier ces deux ponts-types par des essais systématiques sur modèles, en faisant varier l'angle  $\alpha$  de la traversée et la largeur de l'ouvrage.

### 3. Reconstruction d'ouvrages trop faibles, ou dont on doit admettre qu'ils ont atteint la limite de sécurité

Il s'agit essentiellement d'anciens tabliers métalliques, bien que l'on soit obligé ici ou là de reconstruire une voûte qui n'a pu résister aux attaques du temps, par suite de la mauvaise qualité des pierres et surtout du liant, et parce qu'elle n'était pas protégée par des chapes.

Tous les ponts métalliques des C. F. F. antérieurs à 1912 seraient, dans leur état initial, trop faibles pour les surcharges actuelles. Certains ont été renforcés, les autres remplacés ; les dernières reconstructions sont

celles de Zweidlen, d'Embrach et d'Olten (Tannwald). Il nous reste encore aujourd'hui quelques ouvrages sur lesquels on ne peut circuler que moyennant des restrictions évidemment gênantes pour l'exploitation. C'est le cas en particulier des ponts sur le Rhin à Hemishofen, ligne Etzwilen-Singen, et à Bâle (ligne de raccordement C. F. F.-D. B.).

D'autre part, les tabliers métalliques construits au siècle dernier et renforcés voici quelque trente ans pour permettre la circulation des locomotives électriques peuvent bien théoriquement supporter encore ces charges ; ils n'en donnent pas moins des signes évidents de fatigue sur les lignes à trafic intense comme celle du Gothard. La sécurité de tels ouvrages est problématique et leur reconstruction s'impose.

Nous donnons la préférence autant que possible, pour ces reconstructions, au *pont voûté en béton avec revêtement de pierre naturelle*, c'est-à-dire chaque fois que la hauteur de construction, le débouché et le terrain de fondation s'y prêtent. L'expérience a démontré la supériorité de ce type d'ouvrage au double point de vue de l'entretien et de la capacité de charge. D'autre part, si le pont entièrement en pierre est assez cher, le pont en béton revêtu coûte 25 à 30 % meilleur marché et peut parfaitement rivaliser avec d'autres procédés.

Les expériences faites en Suisse et les renseignements obtenus de l'étranger ont confirmé que la collaboration entre le béton et le revêtement de moellons est excellente pour autant que l'on porte le soin voulu à l'exécution.

La figure 14 montre le viaduc d'Embrach (ligne Winterthour-Bülach) à 5 ouvertures de 15,50 m à 17,90 m construit en 1949/50 en remplacement d'un pont métallique datant de 1875.

La figure 15 illustre une phase de cette reconstruction, les piles sont achevées, le vieux tablier métallique a été enlevé et les trains passent sur les ponts auxiliaires ; on commence à monter les cintres.

Le programme de remplacement des anciens tabliers métalliques de la ligne du Gothard entre Erstfeld et Biasca, prévoit la construction de 14 ponts voûtés de 20 à 78 m d'ouverture, s'échelonnant sur une période

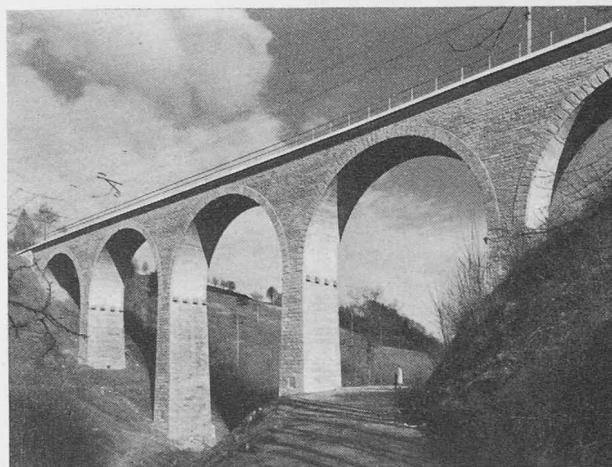


Fig. 14. — Viaduc d'Embrach, ligne Winterthour-Bülach. Ouvrage en béton revêtu de pierre naturelle. Exécution : Locher & Cie, Zurich.

Photo H. Wolf-Benders- Erben, Zurich.

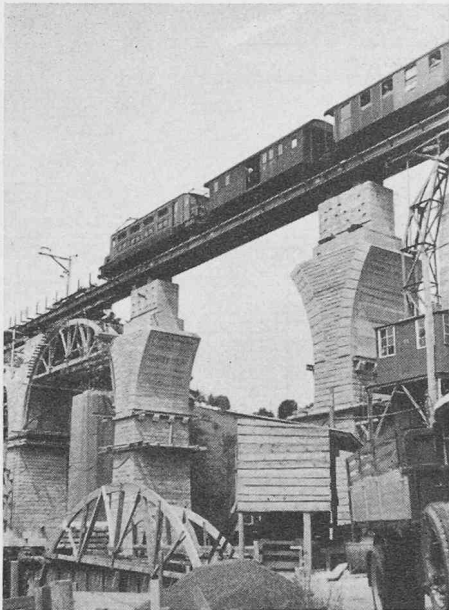


Fig. 15. — Viaduc d'Embrach. Phase de la reconstruction.

de douze ans environ. La figure 16 donne la vue perspective de l'ouvrage qui se substituera au pont médian sur la Mayenreuss ; la voûte a 57,80 m d'ouverture. La réalisation de ce programme a débuté l'année dernière par les ponts du Hägggrigerbach près d'Erstfeld (voûte de 22 m) et de Stalvedro sur le Tessin près d'Airolo (voûte de 43 m) ; ce dernier sera achevé cette année et nous entreprendrons parallèlement la reconstruction du pont sur l'Intschialpbach (voûte de 34 m, fig. 17).

Souhaitons que la situation financière permette de poursuivre sans interruption ces travaux, dont la nécessité est indiscutable.

L'acier prend sa revanche en terrain plat. L'utilisation de la poutre soudée à âme pleine, d'un entretien facile et économique, a été poussée aussi loin que possible.

Aux ponts métalliques construits ces dernières années nous avons, en outre, dans la mesure du possible, adjoind une dalle en béton en guise de tablier, toujours avec le souci d'assurer la continuité de la voie ; il en résulte bien un supplément de poids pour l'ouvrage,

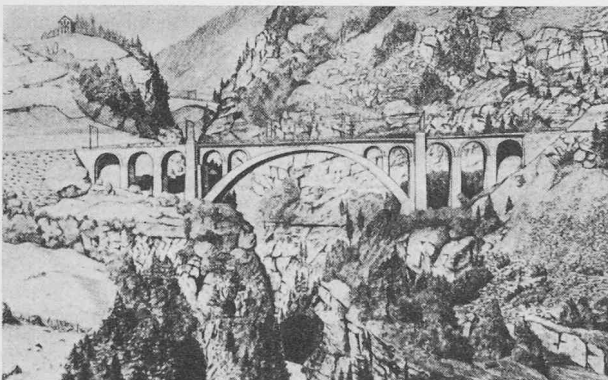


Fig. 16. — Projet de reconstruction du pont médian sur la Mayenreuss, ligne Erstfeld-Göschenen. Voûte de 57,80 m. Projet Sarrasin, Lausanne.

mais cet inconvénient est compensé par de multiples avantages ; suppression des pièces courtes (longerons, entretoises) soumises à des effets de fatigue importants, diminution des actions dynamiques et de la fatigue dans les poutres maîtresses, plus grandes sollicitations admissibles.

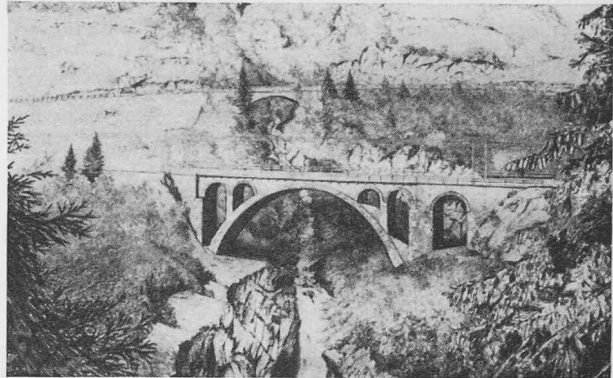


Fig. 17. — Projet de reconstruction du pont sur l'Intschialpbach. Voûte de 34 m. Projet Meisser, Genève.

Dans les ponts à voie supérieure la dalle a été liée aux poutres principales, constituant avec celles-ci une poutre mixte acier-béton.

Le premier pont de ce type sur les C. F. F. (calculé comme tel) est celui de Bärschwil, ligne Delémont-Bâle, datant de 1944/45, à 2 ouvertures de 20,15 m continues<sup>1</sup>.

Quatre autres ont été construits depuis lors : P. I. de la Wasserwerkstrasse à Zurich (1 travée de 19,47 m) ; Tannwald (3 ouvertures continues de 36,00 m) ; Sisseln (1 × 20,80 m) et Morobbia (1 × 20,70 m).



Fig. 18. — Pont-rail sur la Birse, à Bärschwil, ligne Delémont-Bâle. Poutre mixte continue acier-béton ; portées : 2 × 20,15 m. Exécution : Buss AG., Pratteln, 1944/45.

Pareille construction composite peut choquer de prime abord. Son hétérogénéité se défend toutefois, du moins lorsque la dalle en béton est entièrement située dans la zone de compression, car les deux matériaux

<sup>1</sup> Le premier pont-rail « mixte » aux C. F. F. est en réalité celui de Bressonnaz, construit en 1937 ; mais il n'a pas été calculé en tenant compte de la collaboration du béton.



sont utilisés rationnellement. Il en va un peu autrement dans les ouvrages continus.

Nous avons fait en 1950 des essais sur quatre ponts mixtes (Bärschwil, Bressonnaz, Wasserwerkstrasse et Willerzell) dans le but de déterminer le degré d'efficacité de la liaison dalle-poutre après quelques années de service (2 à 13).

Presque toutes ces mesures font ressortir un décrochement du diagramme des tensions (déformations) à la jonction dalle-poutre (voir fig. 19). La cause n'en est pas exactement connue, mais il semble qu'il y ait un léger glissement du béton sur les poutres, donc disparition de l'adhérence. L'importance des surcharges, leur fréquence, de même que les actions dynamiques doivent intervenir dans ce phénomène, car au pont de Willerzell, qui est un pont-route, le décrochement est moins prononcé. Il doit être aussi fonction du temps, les valeurs les plus faibles ayant été en général mesurées aux ponts les plus récents ; il y aurait donc destruction progressive de l'adhérence. Les fissures dues au retrait ne sont certainement pas inopérantes. Enfin, le système de chevilles semble jouer un rôle ; en effet, lors des essais de réception des trois derniers ouvrages mixtes (Tann-

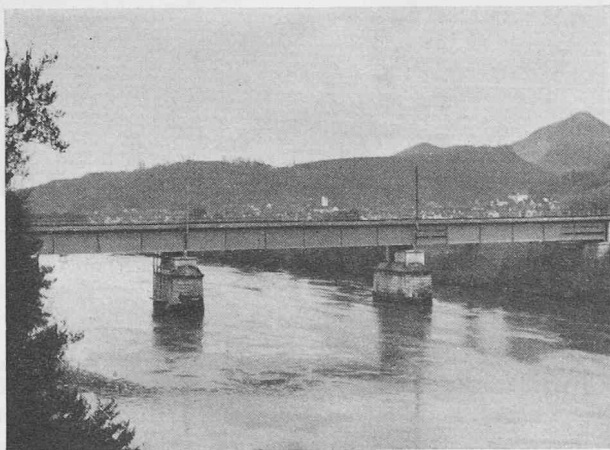


Fig. 20. — Pont-rail de Tannwald sur l'Aar, près d'Olten, ligne Olten-Läufelfingen-Sissach. Poutre mixte continue 3×36 m.

Exécution : Wartmann & Cie, Brougg (1951/52).

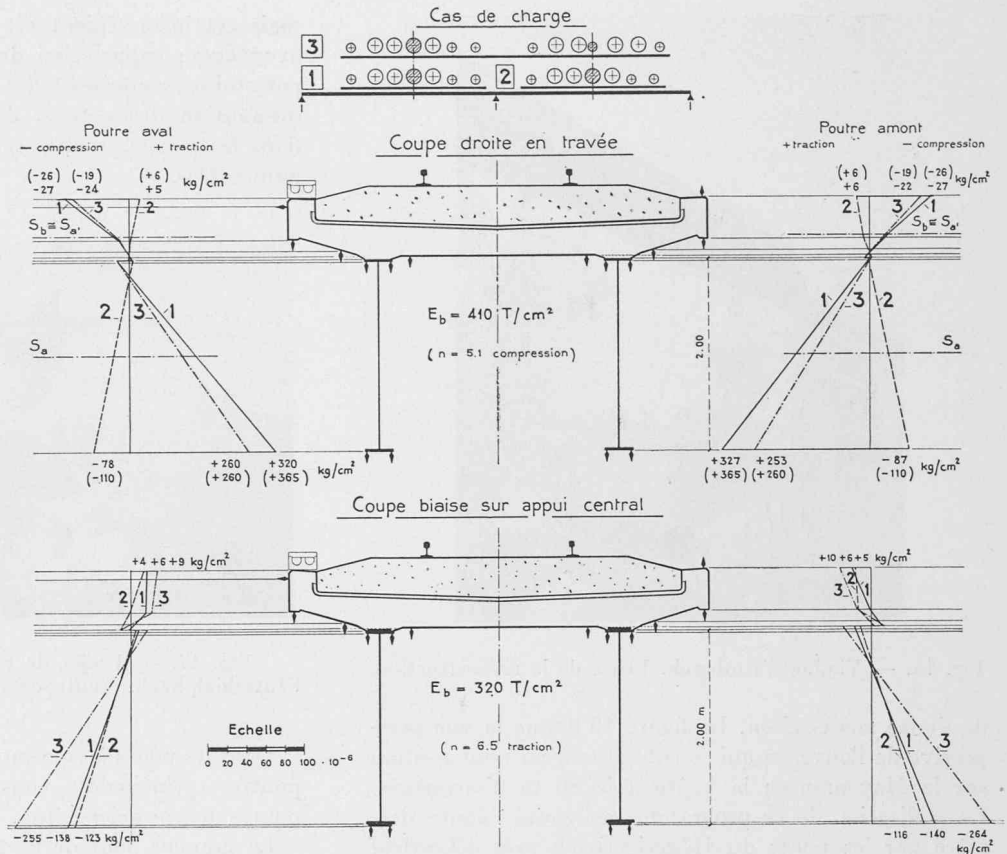


Fig. 19. — Essai de charge d'un pont-rail à poutres mixtes (pont de Bärschwil, après cinq ans de service).

Les diagrammes reproduisent les déformations mesurées.

Les chiffres sans parenthèses donnent les sollicitations découlant des déformations mesurées.

Les chiffres entre parenthèses correspondent aux sollicitations théoriques calculées avec  $\frac{E_a}{E_b} = 5,1$  en compression et 6,5 en traction.

wald, Sisseln et Morobbia), ouvrages donc tout neufs, nous avons mesuré un léger ressaut à celui de Sisseln, muni de chevilles isolées, alors qu'aux ponts de Tannwald et de Morobbia, munis de la crémaillère ininterrompue imaginée par la maison Wartmann (Brougg), le diagramme est continu.

On peut dire cependant que, malgré cette imperfection, la collaboration entre dalle et poutres reste excellente dans les zones où la dalle est comprimée. Par contre, dans les régions à moments négatifs, la dalle se fissure ; le diagramme prend une allure beaucoup moins régulière (voir fig. 19) et la discontinuité au passage du béton à la poutre est plus marquée encore ; l'axe neutre de la poutre s'abaisse. Cela n'a théoriquement pas d'importance puisque l'on n'a pas tenu compte du béton tendu dans le calcul. On voit cependant que, même dans ces conditions défavorables, le béton tendu travaille encore partiellement ; et comme, de toute façon, ces fissures ne sont pas souhaitables, il y a intérêt à diminuer les tractions dans le béton. C'est ce que nous avons fait au pont de Tannwald (fig. 20), en dénivellant les appuis sur piles de 10 cm, réduisant les tractions à quelque 50 kg/cm<sup>2</sup> à l'arête supérieure des bordures, retrait compris.

Il vaut encore mieux aller jusqu'à suppression complète des efforts de traction, lorsque c'est possible, en dénivellant davantage, ou par précontrainte directe. Une

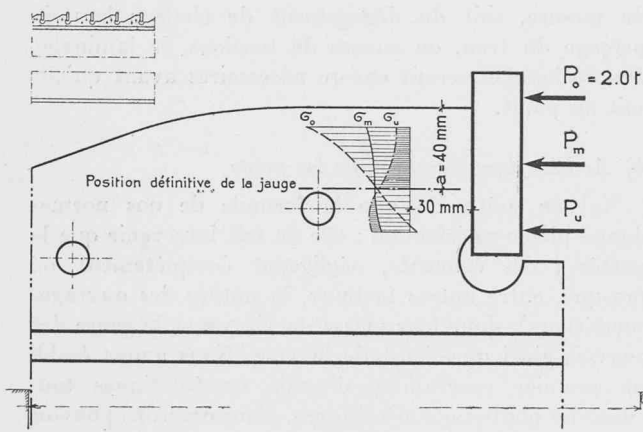


Fig. 21. — Essai préalable pour la mesure des efforts dans une cheville de poutre mixte. Détermination de la position de la jauge.

attention particulière doit être vouée aux effets du retrait et du fluage, si l'on ne veut pas que la précontrainte soit illusoire.

Les mesures faites en 1950 sur quelques ouvrages mixtes nous ont incités à étudier de plus près la transmission des efforts par les chevilles de liaison. Les efforts dans les chevilles ont été mesurés directement à l'aide de tensomètres électriques; il a été possible de trouver pour ceux-ci, sur les chevilles du pont de Tannwald, une position telle que l'effort soit indépendant du point d'application de la charge sur la cheville, donc du moment éventuel (voir fig. 21).

Les essais préalables ont permis d'étalonner les jauges.

Les mesures ainsi effectuées lors des essais de charge des ponts de Tannwald et du Sisselnbach ont révélé que les chevilles ne transmettent, au début tout au moins, que le  $\frac{1}{6}$  de l'effort théorique; le reste revient à l'adhérence, qui représente  $4 \text{ kg/cm}^2$ . Ces essais seront poursuivis, pour voir comment ces transmissions d'efforts varient avec le temps.

L'influence du *retrait* constitue un point épineux qu'il s'agirait d'élucider pour mieux juger du comportement des poutres mixtes.

Nous avons tenté de nous attaquer à ce problème, qui est loin d'être simple. Des mesures sont en cours sur trois des ouvrages mentionnés; elles seront poursuivies; en outre, nous les compléterons par des mesures sur une poutre-modèle que nous construirons cette année dans un local à température et humidité constantes.

Nous avons commencé par mesurer trois grandeurs: la flèche au milieu de la poutre (nivellement de précision); les variations de longueur de la poutre métallique au voisinage de la semelle supérieure (au comparateur) et l'effort dans les chevilles (strain-gauges); ces dernières mesures ont dû être abandonnées, le zéro n'étant pas constant par suite de la pénétration de l'humidité (variation de l'ordre de  $1 \text{ } 0/00$ , correspondant à des sollicitations de  $1000 \text{ kg/cm}^2$ ). La figure 22 montre la variation de la flèche du pont de Morobbia en fonction du temps. Nous avons mesuré entre béton et poutres, 12 heures après le bétonnage, une différence de température de  $15$  à  $20^\circ$  due à la prise du béton. L'abaissement de cette température, à lui seul, devrait provoquer les flèches en pointillé fin et, avec le retrait théorique,

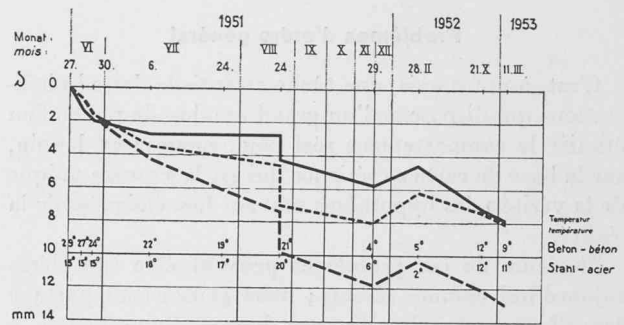


Fig. 22. — Pont de Morobbia (poutre mixte). Flèches au milieu des poutres en fonction du temps.

Légende: - - - - - Flèches théoriques dues aux différences de température entre béton et acier.  
 — — — — — Flèches théoriques dues aux différences de température + retrait (basé sur  $\epsilon_{\text{final}} = 0,2 \text{ } 0/00$ ).  
 — — — — — Flèches mesurées.

la courbe en pointillé large, en admettant que le béton supporte les tractions provoquées. Les mesures, qui contiennent évidemment toutes les influences, sont représentées par la courbe pleine (les décrochements proviennent de la pose du ballast). Il semble bien que l'on ait un retrait négatif (gonflement) durant les premiers mois; les relevés futurs nous montreront dans quelle mesure on se rapproche du retrait théorique final.

Nous n'avons pas encore construit de ponts-rails métalliques avec platelage en tôles raidies (dalles « orthotropes »), bien que notre tendance à réaliser des constructions aussi monolithiques que possible nous y eût plutôt poussés. Les raisons en sont d'une part le prix, la tôle étant très chère en Suisse et, d'autre part, les problèmes que pose la protection et l'entretien de ces tôles recouvertes de ballast. Mais il est fort possible que nous ayons recours, à l'occasion, à ce genre de construction, des études récentes nous ayant montré qu'une dalle en béton armé, en tant que platelage d'un pont métallique à voie inférieure et à travée unique d'une certaine portée, travaille dans de très mauvaises conditions.

Le pont métallique, avec ou sans dalle en béton, ne constitue évidemment pas invariablement l'unique possibilité de construire en terrain plat. Le béton armé et le béton précontraint sont capables, nous le savons, de fournir des solutions tout aussi élégantes et satisfaisantes. S'ils n'ont trouvé jusqu'ici aux C. F. F. qu'une application très sporadique pour les ponts de moyenne et de grande portée, les raisons en sont à rechercher parfois dans le coût et surtout dans les complications suscitées par le maintien du trafic pendant les travaux de reconstruction.

#### 4. Construction de doubles voies

Les C. F. F. poussent activement la construction de la deuxième voie sur les lignes importantes. Cela entraîne l'érection de certains ouvrages d'art, auxquels les principes énoncés plus haut sont applicables. Toutefois, les maçonneries ayant été le plus souvent prévues dès le début pour la double-voie, le problème se limite à de petites dalles ou à des tabliers métalliques dont la forme et les dimensions sont plus ou moins imposées par l'ouvrage de la voie existante.

### Problèmes d'ordre général

C'est, à notre avis, une tâche essentielle des administrations qui disposent d'un grand nombre de ponts d'en étudier le comportement réel pour corriger au besoin, sur la base de cette expérience qui est la « source unique de la vérité » des hypothèses souvent fort éloignées de la réalité.

Plusieurs de ces problèmes peuvent être considérés aujourd'hui comme résolus ; nous pensons au partage des efforts entre les diverses barres d'une poutre à treillis multiple, à la répartition des surcharges par les tabliers (voir études de M. le professeur Hübner) et au degré d'encastrement de certains types d'attaches métalliques. Personne ne me contredira si j'avance que beaucoup cependant reste à faire. Parmi les multiples points encore obscurs et à part les ponts biais et certains aspects particuliers des poutres mixtes mentionnés plus haut, nous avons retenu quelques problèmes, dont la résolution nous paraît revêtir un caractère tout particulièrement important.

#### a) Contraintes dues au poids propre

Les essais de charge permettent de déterminer avec toute la précision désirable — il suffit d'y mettre le temps et donc le prix — les efforts dus aux surcharges. Mais comment se distribuent réellement les effets de la charge permanente, en particulier dans des ouvrages hyperstatiques depuis assez longtemps en service ?

Continuent-ils à obéir aux hypothèses primitives, en admettant qu'ils l'aient fait au début ?

La question est très complexe et nous en avons limité pour l'instant l'étude aux constructions métalliques. Après de nombreuses recherches, la meilleure méthode nous a paru être celle de la « relaxation des tensions ». On place trois tensomètres dans trois directions différentes, centrés sur le point où l'on veut déterminer les tensions ; on fore un trou de diamètre déterminé et mesure les variations de tensions dues à cette perforation ; à l'aide des formules établies par Kirsch en 1898 déjà, on en tire les tensions initiales : la formule est générale, elle est établie pour le cas des états bidimensionnels d'une plaque, dont la largeur doit être toutefois plus grande que sept fois le diamètre du trou à forer.

Les premières applications ont montré que, si simple que soit la méthode dans son principe, elle se heurte à des difficultés qui proviennent soit des instruments

de mesure, soit du dégagement de chaleur lors du perçage du trou, ou encore de tensions de laminage. Des recherches seront encore nécessaires avant qu'elle soit au point.

#### b) Actions dynamiques dans les ponts

Nul ne prétendra que la formule de nos normes donne pleine satisfaction ; elle ne fait intervenir que la portée  $l$  des éléments, négligeant complètement ou presque, entre autres facteurs, la nature des ouvrages (matériaux), donc leur masse, la vitesse et le genre des convois ainsi que l'état de la voie. Nous avons établi un premier programme d'essais systématiques touchant les ponts-rails métalliques. Nous espérons pouvoir en entreprendre prochainement la réalisation et le compléter plus tard par des études semblables sur des ponts en béton armé.

#### c) Détermination de la sécurité des vieux tabliers métalliques

Le degré réel de sécurité des vieux tabliers métalliques est inconnu. Nous allons tenter de faire un peu de lumière sur cette question en chargeant jusqu'à la rupture un des tabliers mis hors service cette année. Mais nous ne nous contenterons pas d'appliquer une charge statique comme cela a déjà été fait ; nous superposerons à celle-ci une charge ondulatoire dont l'intensité correspondra au coefficient d'impact mesuré sur l'ouvrage en service.

#### d) Problèmes divers

Mentionnons encore quelques études diverses en cours, telles que la détermination de l'action réelle du vent sur les marquises et l'utilisation de métaux légers pour des ponts de secours. Nous espérons pouvoir aborder bientôt le problème du fluage des poutres fléchies en béton armé.

### Conclusions

Ces quelques exemples auront montré assez clairement, je l'espère, la diversité des problèmes qui nous préoccupent. La résolution en est assez avancée pour les uns, à peine ébauchée pour les autres, mais un seul souci nous anime : travailler scientifiquement, en faisant appel aux progrès les plus récents de la technique pour apporter à notre tour notre contribution, si modeste soit-elle, à ce progrès.