

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 87 (1961)
Heft: 3

Artikel: Un nouveau pont sur le Rhône à Fully
Autor: Kalbermatten, G. de / Burri, Fr.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-65018>

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: 30.03.2025

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

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

paraissant tous les 15 jours

ORGANE OFFICIEL

de la Société suisse des ingénieurs et des architectes
de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes (S.V.I.A.)
de la Section genevoise de la S.I.A.
de l'Association des anciens élèves de l'EPUL (Ecole polytechnique
de l'Université de Lausanne)
et des Groupes romands des anciens élèves de l'E.P.F. (Ecole
polytechnique fédérale de Zurich)

COMITÉ DE PATRONAGE

Président: J. Calame, ing. à Genève
Vice-président: E. d'Okolski, arch. à Lausanne
Secrétaire: S. Rieben, ing. à Genève

Membres:

Fribourg: H. Gicot, ing.; M. Waeber, arch.
Genève: G. Bovet, ing.; Cl. Groscurin, arch.; E. Martin, arch.
Neuchâtel: J. Béguin, arch.; R. Guye, ing.
Valais: G. de Kalbermatten, ing.; D. Burgener, arch.
Vaud: A. Chevalley, ing.; A. Gardel, ing.;
M. Renaud, ing.; Ch. Thévenaz, arch.

CONSEIL D'ADMINISTRATION

de la Société anonyme du « Bulletin technique »

Président: D. Bonnard, ing.
Membres: M. Bridel; J. Favre, arch.; R. Neeser, ing.; A. Robert, ing.;
J. P. Stucky, ing.

Adresse: Avenue de la Gare 10, Lausanne

RÉDACTION

Vacat

Rédaction et Editions de la S. A. du « Bulletin technique »
Tirés à part, renseignements
Avenue de Cour 27, Lausanne

ABONNEMENTS

1 an	Suisse	Fr. 28.—	Etranger	Fr. 32.—
Sociétaires	»	» 23.—	»	» 28.—
Prix du numéro	»	» 1.60		

Chèques postaux: « Bulletin technique de la Suisse romande »,
N° II 57 75, Lausanne

Adresser toutes communications concernant abonnement, changements
d'adresse, expédition, etc., à: Imprimerie La Concorde, Terreaux 29,
Lausanne

ANNONCES

Tarif des annonces:

1/1 page	Fr. 290.—
1/2 »	» 150.—
1/4 »	» 75.—
1/8 »	» 37.50

Adresse: Annonces Suisses S. A.

Place Bel-Air 2. Tél. (021) 22 33 26. Lausanne et succursales



SOMMAIRE

Un nouveau pont sur le Rhône à Fully, par G. de Kalbermatten et Fr. Burri, ing. dipl. EPF-SIA, Sion.

Actualité industrielle (13).

Bibliographie. — Carnet des concours.

Documentation générale. — Informations diverses.

UN NOUVEAU PONT SUR LE RHÔNE A FULLY

par G. de KALBERMATTEN et FR. BURRI, ing. dipl. EPF-SIA, Sion

1. Généralités

Les caractéristiques exceptionnelles de ce pont, et nouvelles pour la Suisse, nous incitent à présenter cet ouvrage avec quelque détail.

En effet, la travée médiane du nouveau pont de Fully a été construite en « encorbellement », c'est-à-dire sans cintre sur le Rhône, grâce à la mise en précontrainte successive de tranches de béton de 3 m coulées dans un coffrage suspendu à un chariot se déplaçant sur la partie du pont durcie (fig. 1).

Ce pont était appelé à remplacer le vieux pont métallique construit dans les Ateliers de Louis Fatio, à Lausanne, en 1905 (fig. 2). Il est intéressant de rappeler à ce propos quelques chiffres qui donnent une idée de l'évolution du franc parallèlement à celle de la technique. Le coût total de ce pont s'élevait à l'époque à 49 740 fr., dont 29 012 fr. allaient à la charpente métallique, 11 762 fr. aux travaux de maçonnerie, piles et culées et 8323 fr. aux rampes d'accès; 643 fr. étaient alors déjà réservés aux essais de charges. Nous pouvons constater que le coût des travaux aujourd'hui, c'est-à-dire un demi-siècle plus tard, a décuplé et, chose intéressante, que la répartition des frais aux différents postes de l'ouvrage est restée la même qu'autrefois.

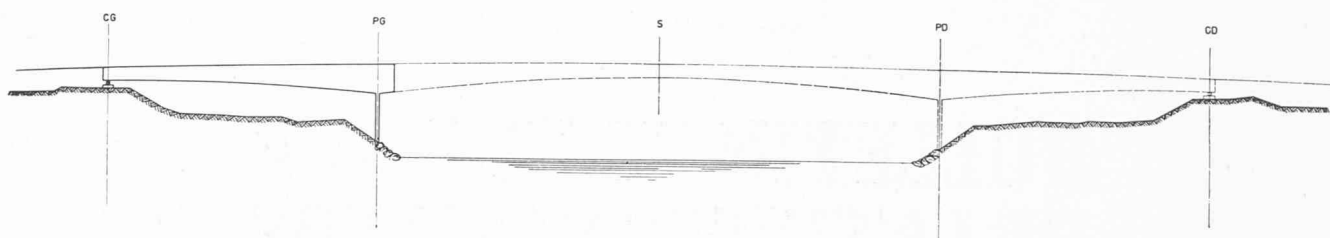
L'implantation du pont fut déterminée essentiellement par le fait que l'ancien pont devait subsister comme pont de service jusqu'à l'achèvement du nouveau. Les exigences du tracé général de la route Charrat-Fully devaient préciser le choix définitif de l'emplacement en aval du pont métallique (fig. 3).

En élévation et ceci conformément aux directives du Service des Eaux, la partie inférieure des poutres à la clé devait être située un mètre au-dessus du niveau des hautes eaux, la cote de celles-ci correspondant à celle de la digue du Rhône corrigé. Ceci a eu pour effet de porter la pente des rampes d'accès à 5 %, ce que nous estimons être le maximum admissible dans de pareilles circonstances.

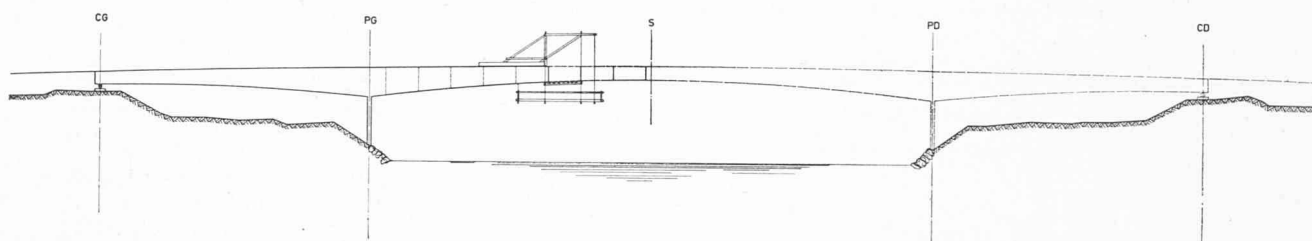
2. Avant-projet et soumission

a) Maçonnerie

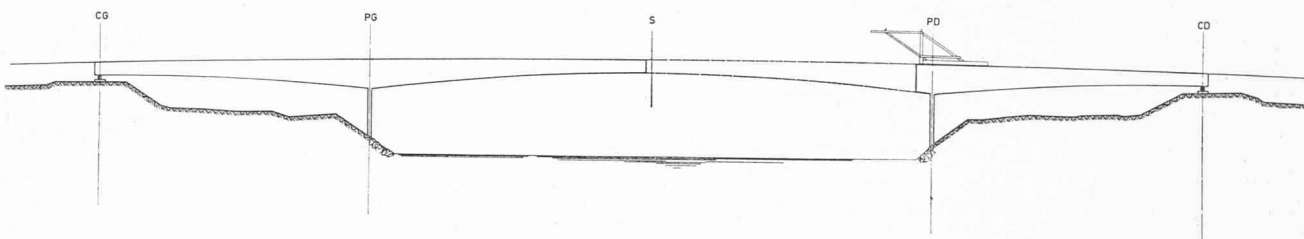
A l'origine des études de ce pont, il y eut deux projets bien distincts en béton précontraint, dont les calculs furent poussés assez loin: un projet conventionnel sur cintre en béton précontraint; un autre projet avec travées de rive coulées sur cintre et travée médiane de 52 m en porte à faux sur le Rhône. L'analyse détaillée des devis a montré que l'on pouvait attendre de la deuxième variante une substantielle économie,



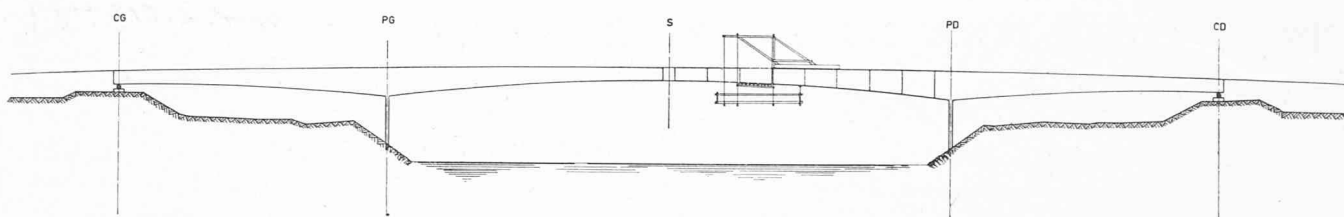
Etape 1 Travée gauche bétonnée sur cintre. Travaux de fondation sur rive droite. Réaction d'appui max. sur *CG*.



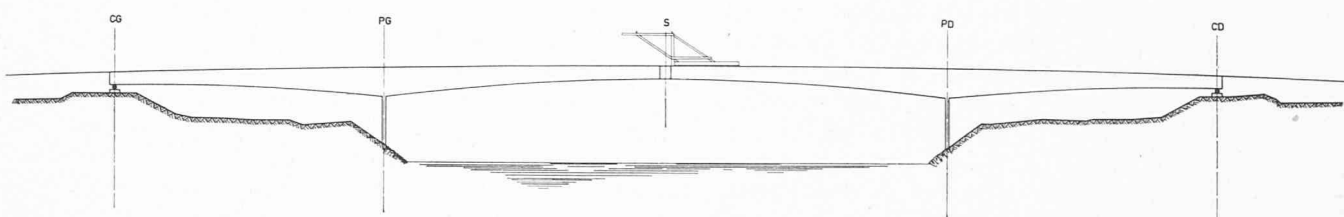
Etape 2 Construction par encorbellement de la partie gauche de la travée médiane en huit étapes de 3,00 m. Diminution successive de la réaction d'appui *CG* et déchargement du cintre de la travée rive gauche. Commencement du démontage du cintre *CG-PG*.



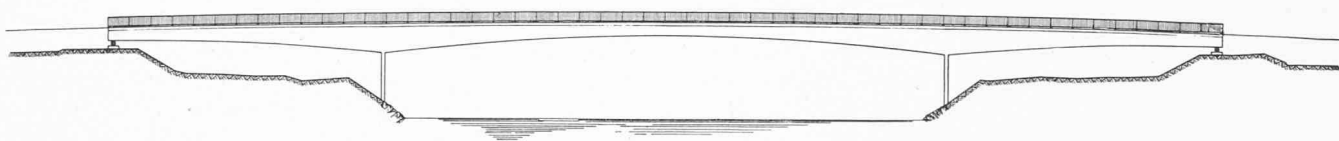
Etape 3 Première partie de la construction par encorbellement terminée, démontage du chariot, bétonnage de la travée rive droite, montage du chariot sur *PD*, démontage du chariot, montage du cintre *CG-PG* dans la travée rive droite.



Etape 4 Construction par encorbellement de la partie droite de la travée médiane en huit étapes.



Etape 5 Construction par encorbellement terminée. Démontage du cintre de la travée rive droite. Démontage du chariot. Bétonnage du joint *S*. Dernière étape de la mise en précontrainte de l'ensemble du pont. Travaux de finition.



Etape 6 Ouvrage terminé.

Fig. 1. — Plan d'avancement des travaux.

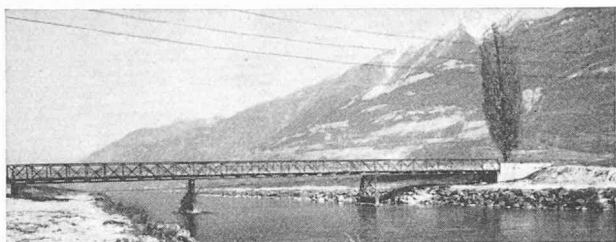


Fig. 2. — L'ancien pont métallique.

qui a été chiffrée à l'époque à 100 000 fr. environ, c'est-à-dire à près de 20 %. Les soumissions rentrées démontrèrent l'exactitude de cette estimation, puisque plusieurs entreprises, renonçant au système proposé, présentèrent d'autres solutions en tout ou partie bétonnées sur cintre qui s'avérèrent toutes plus coûteuses d'environ 20 %. On peut d'autant mieux s'appuyer sur les chiffres du devis que celui-ci n'a pas été dépassé lors du boucllement définitif des comptes.

b) Précontrainte

Les différentes maisons suisses possédant brevets ou licences pour câbles de précontrainte avaient été invitées à concourir et avaient répondu avec beaucoup d'intérêt à cet appel en présentant des solutions très étudiées et des plus intéressantes.

Le choix se portait sur le système Dywidag, de la maison Züblin & C^{ie} S.A., à Zurich, qui, dans le cas particulier, accusait certains avantages déterminants. Entre autres, les efforts derrière la tête d'ancrage n'étaient pas si élevés et mieux répartis dans la section. Ceci avait son importance, étant donné que chaque étape devait être mise en précontrainte trois jours après son bétonnage. Le système Dywidag, créé du reste pour ce genre d'avancement, permet de prévoir des barres de précontrainte pas trop longues, qu'on peut allonger au fur et à mesure des étapes au moyen de manchons filetés. De plus, il permet une couverture plus rationnelle des tensions principales obliques par les barres de précontrainte.

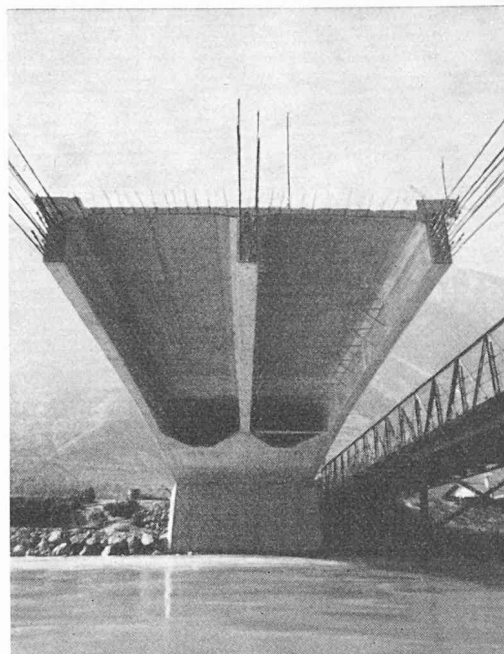


Fig. 4. — Demi-pont vu de dessous.

3. Projet adopté

La variante II fut donc définitivement adoptée, c'est-à-dire la variante du pont en béton précontraint construit par encorbellement sur sa travée médiane, les travées de rive étant coulées sur cintre (fig. 4 et 4a).

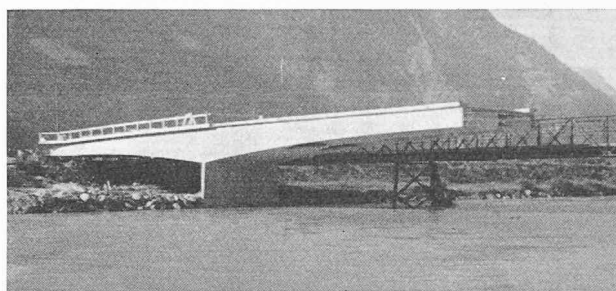


Fig. 4 a. — Demi-pont vu de côté.

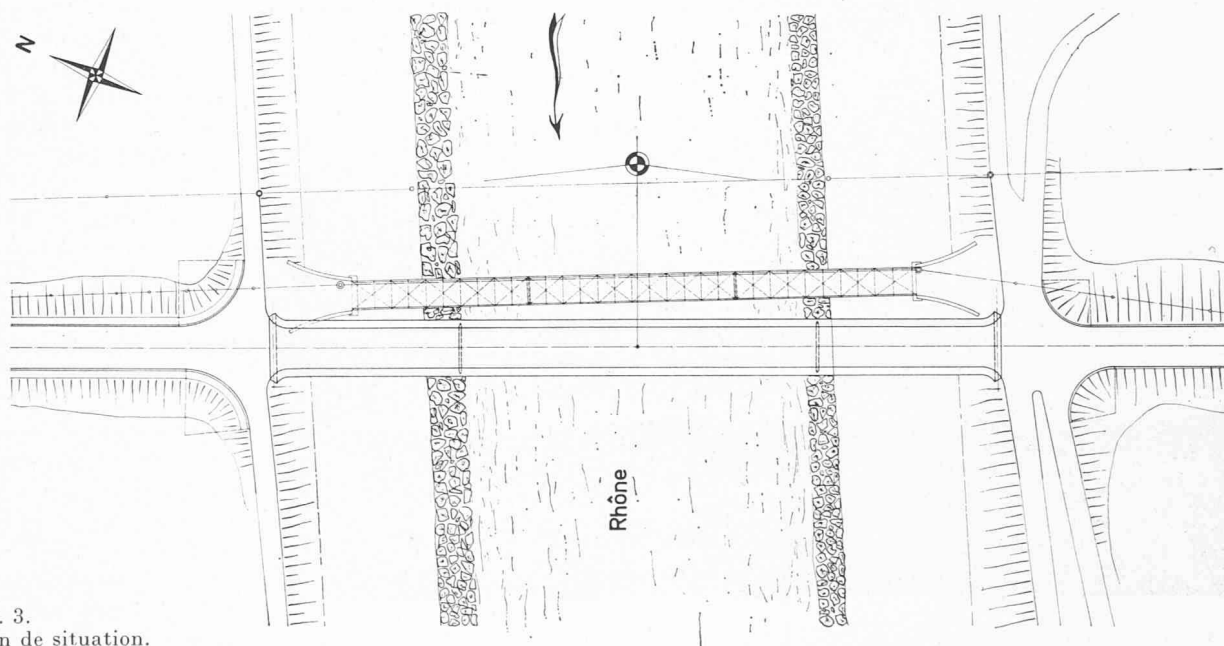


Fig. 3.
Plan de situation.

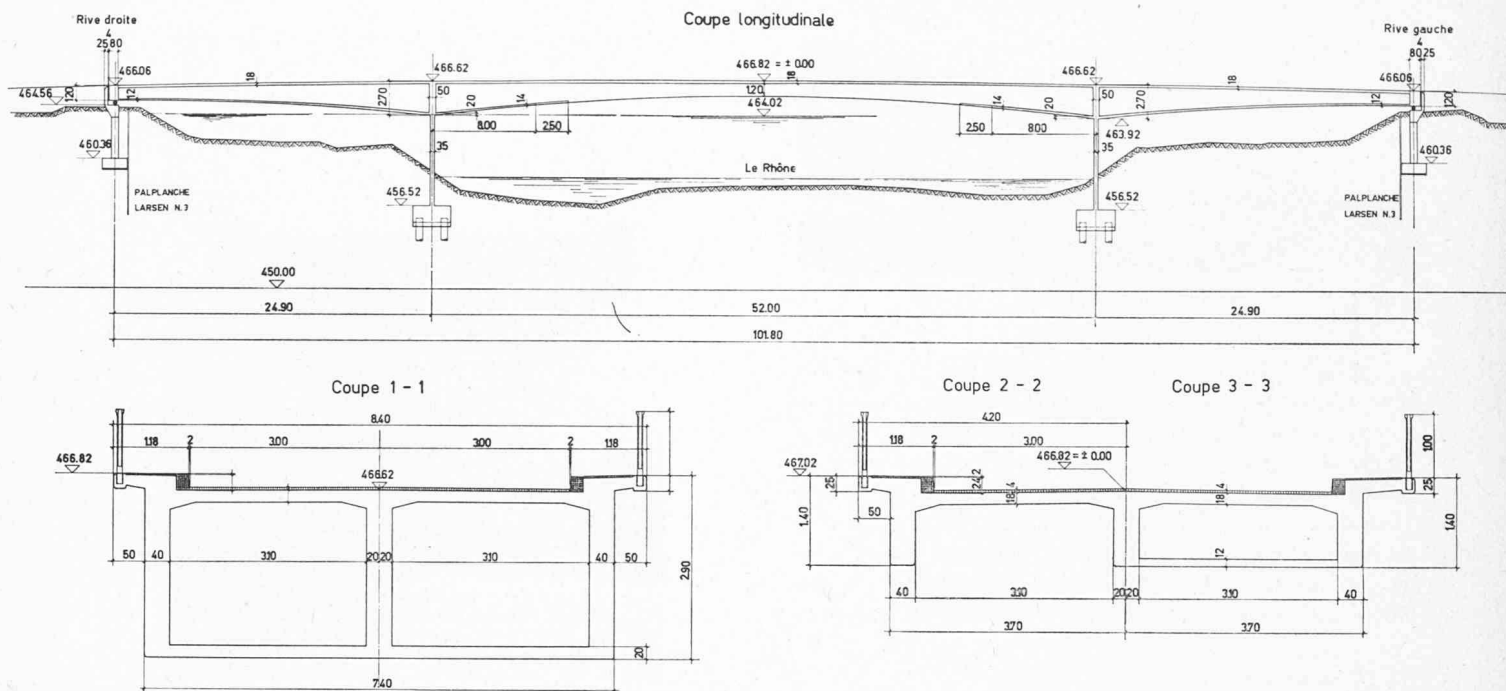


Fig. 5. — Coupes longitudinales et transversales.

Ce pont comporte trois travées de $24,90 + 52,00 + 24,90$ m.

Sa longueur est donc de 101,80 m.

Sa largeur est de 8,40 m, comprenant une chaussée de 6,00 m + deux trottoirs de 1,20 m.

Le système porteur choisi est un caisson à deux alvéoles pour les travées de rive et trois poutres en T pour la travée médiane. Les trois travées forment avec les palées un cadre continu (fig. 5).

Il est évident que ce ne sont pas uniquement les avantages financiers qui ont motivé ce choix, mais encore, et ceci dans une très large mesure, les réels avantages techniques du système.

Nous énumérons ici rapidement les quelques aspects essentiels des avantages économiques et techniques du procédé en encorbellement.

a) Avantages économiques :

- suppression du cintre et des pieux dans le Rhône ;
- réutilisation (2 fois) du cintre et du coffrage des travées de rive ;

- réutilisation (16 fois) du coffrage de la travée médiane.

b) Avantages techniques :

- le système rend la construction du pont indépendante des hautes eaux et de ses conséquences souvent désastreuses ;
- on peut construire à n'importe quelle époque de l'année ;
- le système est statiquement déterminé avant la fermeture du pont. Dès lors, toutes les influences des tassements différentiels des culées et des travées ne jouent plus de rôle, puisque ceux-ci peuvent être éliminés au fur et à mesure de l'avancement de la dernière travée médiane ;
- les déformations élastiques et plastiques dues au retrait sont diminuées de moitié avant la fermeture du pont ;
- les efforts horizontaux sur les culées sont pratiquement annulés.

4. Exécution

a) L'infrastructure

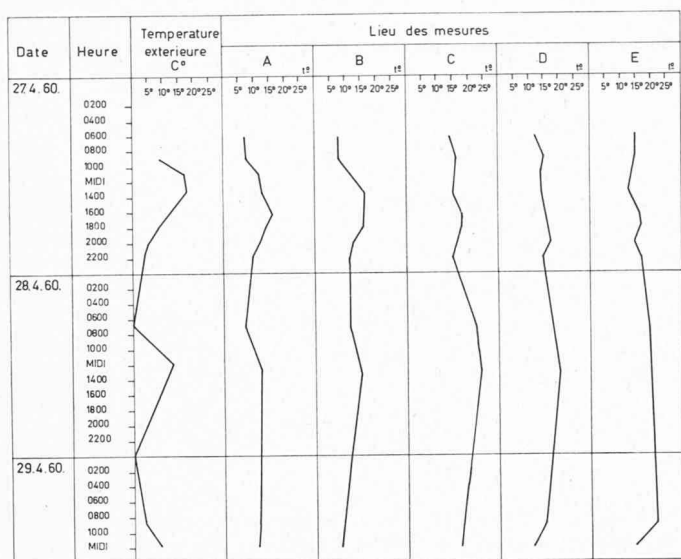
Les palées centrales ont été fondées sur pieux en béton moulés sur place de 50 cm de diamètre, d'une longueur d'environ 5 m. Par contre, les culées de rive, vu leur faible sollicitation, ont été fondées directement sur le sol naturel.

Des sondages préalables par percussion au moyen d'un tube de 2" avaient été opérés jusqu'à 18 m de profondeur. Les résultats de ces sondages ont été peu concluants ; il s'avère que pour des recherches de ce genre, limitées à quelques forages poussés en profondeur, il faudrait avoir recours au forage par rotation, avec un tube de plus grand



Fig. 6. — Vue du pont terminé.

(A)
Poutre de rive



(B)
Poutre médiane

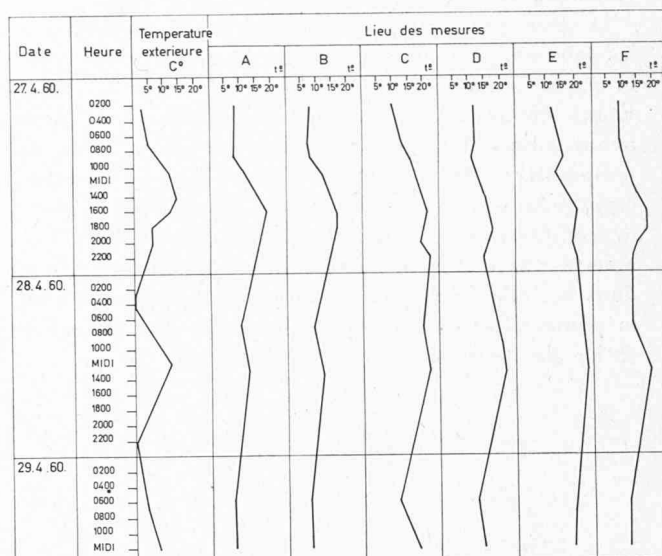
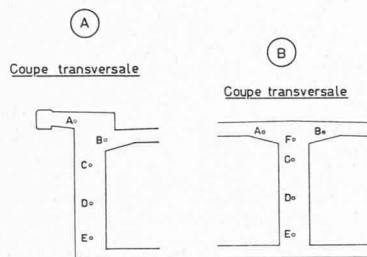


Fig. 7.
Températures
à l'intérieur
du béton.



diamètre. En effet, contrairement aux procès-verbaux des sondages, le sol de fondation des culées de rive n'était que du limon fin en lieu et place du sable et du gravier attendus. Des essais œdométriques ont montré que la résistance de ces limons à la compression était encore relativement élevée et que grâce au système d'avancement, il n'y avait pas lieu de prendre d'autres mesures que celles envisagées à l'origine.

Les palées initialement prévues à 30 cm d'épaisseur ont été portées à 35 cm, étant donné la place prise par les tubes de minage. La minceur voulue de ces appuis, tout en sauvegardant l'aspect extrêmement léger du pont, permettait un encastrement très modeste des poutres et facilitait le problème des déformations longitudinales dues à la précontrainte après fermeture du pont. Les arêtes de ces palées ont été protégées en amont et en aval au moyen d'un fer cornière zingué au feu qui se distingue à peine du béton.

b) La superstructure

La superstructure du pont est formée de trois poutres continues sur trois travées. La hauteur de la poutre médiane à la clé accuse 1,20 m de hauteur, ce qui donne un coefficient d'élancement de $\frac{1}{43}$, le plus audacieux jusqu'à ce jour en Valais pour des ponts de cette envergure (fig. 6).

Le caisson des travées de rive a été bétonné dans toute sa section et sans interruption, malgré la faible hauteur des poutres. En effet, on ne pouvait tolérer que, par le bétonnage prématuré de la dalle inférieure,

celle-ci soit sollicitée par des tensions (70 kg/cm^2) dues à la déformation du cintre, auxquelles viendraient s'ajouter plus tard celles causées par la précontrainte et dépassant 100 kg/cm^2 . De plus, certaines tensions dues à la différence de température entre les bétons anciens et les bétons fraîchement coulés étaient à craindre.

Le problème de l'influence de la température a été tout spécialement étudié.

D'une part nous avons mesuré, à l'intérieur même des poutres de rive et des poutres médianes, la variation de température en différents points au moment de la prise du béton, pour savoir si des mesures de refroidissement devaient être appliquées. Les résultats qui sont donnés ci-après montrent que cela n'était pas nécessaire (fig. 7 et 8). Pour parfaire nos observations nous avons mesuré chaque jour la température de l'air ambiant, celle des agrégats et celle des bétons au sortir de la bétonnière. On constate donc que la température des bétons est restée dans des limites

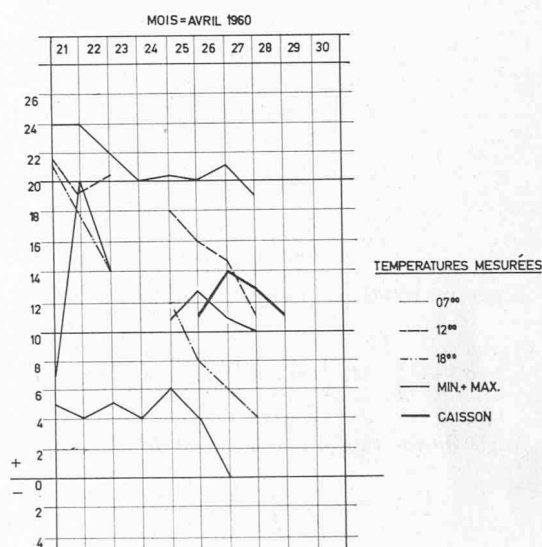
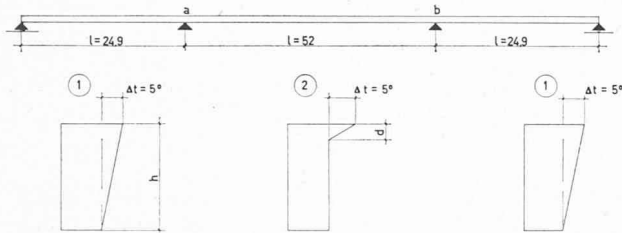


Fig. 8. — Températures à l'extérieur des bétons.

admissibles par une chaude journée de printemps. Ceci est dû principalement au courant du Rhône, qui rafraîchit sérieusement le pont, et ensuite à la section relativement modeste du profil du pont.

D'autre part, nous avons calculé les moments et les tensions dus à une différence de température entre la partie supérieure et la partie inférieure du pont. Etant donné le résultat de nos observations, nous avons admis dans les travées de rive une chute de température de 5°C linéaire dans le profil entier, étant donné que le caisson était fermé par la dalle de compression, tandis que pour la travée du milieu nous avons admis une chute de température linéaire dans la dalle du tablier et une valeur constante pour la poutre. Le calcul ci-après démontre que l'augmentation des tensions est restée modeste :



1. Travée de rive :

Angle de déformation et angle de rotation pour un élément ds :

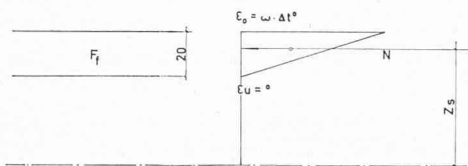
$$d\varphi = \omega \frac{\Delta t^0}{h} ds \quad \omega = 10^{-5}/C^0$$

$$\alpha_{ot} = \int_0^l M_1 \omega \frac{\Delta t^0}{h} ds$$

M_1 = moment du système de base statiquement déterminé.

2. Travée médiane :

Angle de déformation dû au moment fictif M



$$N = \frac{1}{2} \omega \Delta t^0 F_f \cdot E$$

$$M = NZ_s \quad Z_s = y_0 - \frac{0,20}{3}$$

$$d\varphi = \frac{M}{EJ} ds$$

Angle de rotation du système de base :

$$\alpha_{ot} = \int_0^{l'} M_1 \frac{1}{2} \omega \Delta t^0 \frac{F_f}{J} \left(y_0 - \frac{0,20}{3} \right) ds$$

Angle de rotation dû au moment $M = 1$ en a et b :

$$\begin{aligned} \alpha_{aa} &= \frac{1}{EJ_0} \int M_{1a}^2 \frac{J_0}{J} ds \\ &= \frac{1}{E} 19,05 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{bb} &= \frac{1}{EJ_0} \int M_{1a} M_{1b} \frac{J_0}{J} ds \\ &= \frac{1}{E} 14,30 \end{aligned}$$

Le calcul des deux intégrales suivantes donne les résultats suivants :

$$\alpha_{ot}^1 = \frac{1}{l} \omega \Delta t^0 \int_0^l x \frac{1}{h} dx$$

$$= \frac{1}{l} \omega \Delta t^0 \cdot 146,910$$

$$\alpha_{ot}^2 = \frac{1}{2l'} \omega \Delta t^0 \int_0^{l'} x \frac{F_f}{J} Z_s ds$$

$$= \frac{1}{2l'} \omega \Delta t^0 \cdot 1126,35$$

$$\begin{aligned} \alpha_{ot}^1 + \alpha_{ot}^2 &= 10^{-5} \cdot 5 \left[\frac{1}{24,90} 146,91 + \frac{1}{2 \cdot 52,0} \cdot 1126,35 \right] \\ &= 10^{-5} 83,5. \end{aligned}$$

Moment sur appui dû à la différence de température dans le système statiquement indéterminé :

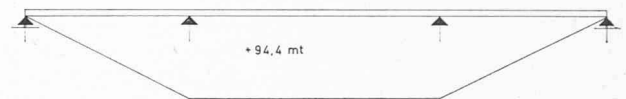
$$\begin{aligned} M &= \frac{83,5 \cdot 10^{-5}}{19,05 + 14,30} \cdot E = 94,4 \text{ mtn} \\ E &= 377\,000 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Cette valeur de E , calculée selon la formule de la S.I.A., Art. 63

$$E_b = \frac{600\,000 \cdot \beta}{200 + \beta}$$

et modifiée en majorant β des normes de 5 %, a été vérifiée en laboratoire sur les bétons du pont et a montré une concordance parfaite. Ce fait était extrêmement utile pour le calcul exact des déformations pendant et après le bétonnage.

Moment dû à $\Delta t^0 = 5C^0$.



Du fait de cette répartition de la température dans la section, l'allongement initial $\epsilon = \omega t^0$ d'une fibre quelconque du tablier par suite de leur interdépendance et de la loi de la déformation constante de la section, ne peut se réaliser. Il en résulte des tensions variables sur la section.

Tension interne σ_c pour une fibre c à une distance Z_c du centre de gravité, d'après Lardy :

$$\sigma_c = \frac{N}{F_c} + Z_c \frac{M}{J_c} - \epsilon_c E_c$$

$$\begin{aligned} F_c &= F \text{ béton} \\ E_c &= E \text{ béton} \\ J_c &= J \text{ béton} \\ F_{fl} &= \text{Surface du tablier} \end{aligned}$$

$$N = \frac{1}{2} \omega \Delta t^0 F_f \cdot E$$

$$M = N \cdot Z_c$$

ϵ_c seulement à l'intérieur du tablier

Tensions internes (à la clé) :

$$N = \frac{1}{2} 5 \cdot 10^{-5} \cdot 1,5 \cdot 3,77 \cdot 10^6 = 141 \text{ tn}$$

$$M = 141 \cdot 0,37 = 52,3 \text{ mtn}$$

$$\begin{aligned} \sigma_o &= -\frac{141}{2,94} - \frac{52,3}{0,38} \cdot 0,44 + 5 \cdot 10^{-5} \cdot 3,77 \cdot 10^6 \\ &= +8,8 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_o' = -4,8 - \frac{5,23}{0,38} \quad 0,24 = -8,1 \text{ kg/cm}^2$$

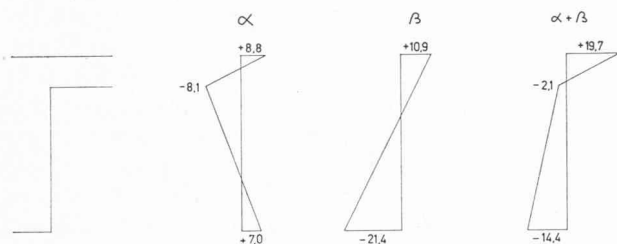
$$\sigma_u = -4,8 + \frac{5,23}{0,38} \quad 0,86 = +7,0 \text{ kg/cm}^2$$

Tensions dues aux moments du système statiquement indéterminé (à la clé) :

$$\sigma_o = + \frac{94,4}{0,38} - 0,44 = +10,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_u = - \frac{94,4}{0,44} = -21,4 \text{ kg/cm}^2$$

Superposition des tensions à la clé.



5. Conclusions

L'exécution du nouveau pont de Fully marque certainement une nouvelle étape dans la construction

des ponts. Tant par le système choisi que par la hardiesse de ses lignes, il s'inscrit bien dans les étapes que jalonnent les conquêtes du béton précontraint en Suisse.

Un fait intéressant à relever est celui de l'incidence de la conception du système sur les cadres et sur la main-d'œuvre appelée à collaborer à cet ouvrage.

D'un côté, nous avons l'élaboration du projet, les calculs, les essais de laboratoire nombreux et de tout genre, un programme de travail minuté, qui requièrent beaucoup de temps au bureau. De l'autre côté, par contre, nous trouvons sur le chantier une équipe d'ouvriers qualifiés réduite à une dizaine d'hommes encadrés d'ingénieurs et de contremaîtres spécialisés.

Il s'avère donc que ce mode de construire a permis non seulement de travailler plus économiquement, mais encore de libérer une main-d'œuvre très recherchée.

A ce seul titre déjà, la méthode que nous venons de décrire trouve dans la conjoncture du marché actuel sa justification.

Il ne nous reste plus qu'à remercier pour leur excellente collaboration : M. Jacques de Wolff, chef du Service des Eaux de l'Etat du Valais, le Consortium d'entreprise de maçonnerie Züblin, Liebhauser, Moulin, à Sion, notre ingénieur, M. P. Missbauer, Sion.

ACTUALITÉ INDUSTRIELLE (13)

Locomotive Diesel-électrique de 2100 ch

D'un article¹ paru dans la *Revue technique Sulzer*, nous tirons les renseignements suivants :

Les Chemins de fer roumains avaient commandé en 1936, à la maison Sulzer Frères à Winterthur, en qualité d'entrepreneur général, une locomotive double de 4400 ch. Cette locomotive, alors la plus puissante du monde, et prévue comme première unité d'une série, fut mise en service en 1938 ; elle était munie d'un équipement électrique de la maison Brown, Boveri & Cie, la partie mécanique provenant de la maison Henschel & Fils, à Cassel.

La guerre vint différer la commande des autres machines, malgré les excellents résultats donnés par l'exploitation du prototype. En 1956, soit vingt ans plus tard, la même compagnie de chemins de fer a commandé à l'industrie suisse une série de locomotives à six essieux de 2100 ch, destinées en premier lieu au

¹ « Locomotives Diesel-électrique de 2100 ch, de la série 060-DA, pour les chemins de fer roumains », par H. HONDUS (*Revue technique Sulzer* n° 4/59).

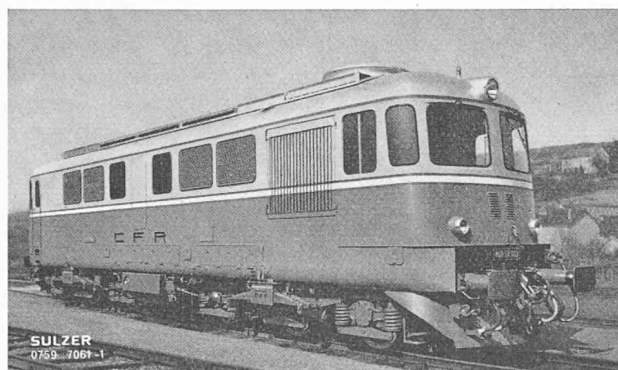


Fig. 1. — Locomotive Diesel-électrique de 2100 ch, série 060-DA, pour les Chemins de fer roumains.

trafic de marchandises. Six de ces locomotives sont fabriquées entièrement en Suisse, par les soins d'un consortium groupant la maison Sulzer Frères (partie thermique), la maison Brown, Boveri & Cie (partie électrique) et la société suisse pour la construction de locomotives et de machines SLM (partie mécanique). Dix autres locomotives sont fabriquées en Roumanie, avec un équipement Diesel-électrique livré par les maisons suisses.

Voici les caractéristiques principales de cette locomotive :

Ecartement des voies	1 435 mm
Rampe maximum	25 ‰
Altitude maximum	1 054 m
Altitude minimum	0 m
Température extérieure maximum	35° C
Température extérieure minimum	-20° C
Vitesse maximum	100 km/h
Longueur hors-tampons	17 000 mm
Largeur maximum	3 000 mm
Hauteur maximum sur rails	4 272 mm
Entraxe des boggies	9 000 mm
Diamètre des roues neuves	1 100 mm
Poids à vide	107 300 kg
Poids en ordre de marche	114 000 kg environ
Capacité de combustible	4 900 litres
Effort de traction au démarrage	32 000 kg
Effort de traction en continu	20 000 kg à 21,5 km/h

La source d'énergie est un moteur Diesel-Sulzer à quatre temps et à douze cylindres en double rangée, avec injection directe et suralimentation par une turbosoufflante Sulzer à gaz d'échappement. Les caractéristiques principales de ce moteur sont les suivantes :

Alésage	280 mm
Course	360 mm
Poids à sec	21 000 kg
Puissance continue	2 300 ch à 750 t/min
Pression moyenne effective	10,4 kg/cm ²
Vitesse moyenne des pistons	9 m/s
Pression de suralimentation	1,75 kg/cm ² abs.
Puissance en Roumanie (pression barométrique de 720 mm Hg, température extérieure de 35°C et humidité relative de 80 %)	2 100 ch à 750 t/min