

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 72 (1946)  
**Heft:** 11

**Artikel:** Le pont-rail de la Jonction à Genève  
**Autor:** Bauty, J. / Colomb, J.-P.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-54625>

### **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:** 29.03.2025

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

# BULLETIN TECHNIQUE

## DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

## ABONNEMENTS :

Suisse : 1 an, 17 francs

Etranger : 20 francs

Pour sociétaires :

Suisse : 1 an, 14 francs

Etranger : 17 francs

Prix du numéro :

75 centimes

Pour les abonnements  
s'adresser à la librairie  
F. Rouge & C<sup>ie</sup>, à Lausanne.

Organe de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, des Sociétés vaudoise et genevoise des ingénieurs et des architectes, de l'Association des anciens élèves de l'Ecole d'ingénieurs de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale.

COMITÉ DE PATRONAGE. — Président : R. NEESER, ingénieur, à Genève ; Vice-président : G. EPITAUX, architecte, à Lausanne ; secrétaire : J. CALAME, ingénieur, à Genève. Membres : *Fribourg* : MM. L. HERTLING, architecte ; P. JOYE, professeur ; *Vaud* : MM. F. CHENAUX, ingénieur ; E. ELSKES, ingénieur ; † E. JOST, architecte ; A. PARIS, ingénieur ; CH. THÉVENAZ, architecte ; *Genève* : MM. L. ARCHINARD, ingénieur ; E. MARTIN, architecte ; E. ODIER, architecte ; *Neuchâtel* : MM. J. BÉGUIN, architecte ; R. GUYE, ingénieur ; A. MÉAN, ingénieur ; *Valais* : M. J. DUBUIS, ingénieur ; A. DE KALBERMATTEN, architecte.

RÉDACTION : D. BONNARD, ingénieur, Case postale Chauderon 475, LAUSANNE.

Publicité :  
TARIF DES ANNONCES

Le millimètre  
(larg. 47 mm.) 20 cts.  
Tarif spécial pour fractions  
de pages.

En plus 20% de majoration de guerre  
Rabais pour annonces  
répétées.



ANNONCES-SUISSES S.A.  
5, rue Centrale  
LAUSANNE  
& Succursales.

## CONSEIL D'ADMINISTRATION DE LA SOCIÉTÉ ANONYME DU BULLETIN TECHNIQUE

A. STUCKY, ingénieur, président ; M. BRIDEL ; G. EPITAUX, architecte ; R. NEESER, ingénieur.

SOMMAIRE : *Le pont-rail de la Jonction à Genève* (suite et fin), par J. BAUTY, ingénieur au bureau des ponts de la Direction générale des C. F. F., et J.-P. COLOMB, ingénieur, directeur des travaux. — *Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne : Fréquences acoustiques.* — *Association suisse pour le plan d'aménagement national : Assemblée générale et conférences de Neuchâtel.* — DIVERS : *Aérodrome d'Ecublens.* — NÉCROLOGIE : *Charles Braun, architecte.* — BIBLIOGRAPHIE. — SERVICE DE PLACEMENT.

## Le pont-rail de la Jonction à Genève

par J. BAUTY, ingénieur au bureau des ponts de la Direction générale des Chemins de fer fédéraux, et J.-P. COLOMB, ingénieur, directeur des travaux du consortium S. A. Conrad Zschokke et entreprises réunies Pulfer-Olivet, de Genève.

(Suite et fin<sup>1</sup>).

## 4. Calculs statiques.

## a) Charges.

Le pont-rail de la Jonction étant prévu pour deux voies, il a été calculé pour une charge de deux trains composés d'un certain nombre de locomotives de 132 tonnes chacune et de wagons lourds de marchandises de 100 t circulant parallèlement et placés dans les positions provoquant dans les voûtes principales les sollicitations les plus défavorables. Ainsi, par exemple, deux convois de deux locomotives occupant la moitié de la longueur d'une travée principale donnent, aux naissances, le moment d'encastrement maximum ; mais, il suffit de placer, à la clef de voûte, deux locomotives l'une à côté de l'autre pour obtenir, à cet endroit, les plus grandes contraintes. D'autre part, en chargeant chaque travée principale par un double convoi de trois locomotives suivies d'un wagon lourd de marchandises, on obtient les valeurs maxima des poussées horizontales, soit 469 t, pour la grande voûte, 392 t, pour la voûte intermédiaire et 319 t, pour la petite voûte. Ce double convoi correspond à une charge de 19,6 t/m de pont. On n'a pas tenu

compte de l'action dynamique dont l'influence est négligeable dans un ouvrage massif de cette importance. En revanche, l'effort de freinage d'un seul train, circulant dans l'une ou l'autre direction, se fait sentir, surtout aux naissances par un accroissement des tensions dues à la surcharge pouvant atteindre 13 %. A la clef, son influence est bien inférieure et se traduit par une augmentation des tensions de 1 à 5 % au maximum.

Les voûtes principales pèsent, à elles seules, 3120 t, 2730 t et 2350 t. Le poids de la superstructure, y compris rails et ballast, est de 3500 t, 3170 t et 2940 t, soit au total 6620 t, 5900 t et 5290 t ce qui correspondrait, en supposant qu'il soit uniformément réparti sur toute la longueur du pont, à un poids moyen de 110 t/m de pont. Les poussées horizontales correspondantes ont pour valeur 1764 t, 1457 t et 1219 t.

Sachant que les voûtes principales devaient être mises en charge entre les mois de février et mars, à une température moyenne de l'air voisine de + 3° C, on a tenu compte, dans les calculs, d'une variation de température de -10° à + 20° C. L'influence du retrait du béton des voûtes principales n'a pas été prise en considération, puisqu'elle était presque complètement éliminée par le procédé de mise en œuvre.

## b) Hypothèses et méthodes de calcul du projet.

Les dimensions des sections des trois voûtes principales ont été calculées en considérant ces dernières comme des arcs indépendants totalement encastres dans les piles et les culées, sans tenir compte ni de leur continuité, ni de la superstructure qui, par sa rigidité, con-

<sup>1</sup> Voir *Bulletin technique* du 11 mai 1946, p. 125.

tribue à supporter les charges mobiles et soulage les voûtes d'autant. La résolution théorique de ce dernier problème de «l'arc raidi» offre dans le cas particulier de réelles complications, provenant du fait que, d'une part, la superstructure est composée d'arcs continus surmontés d'un remplissage en béton de hauteur variable et que, d'autre part, ces arcs prennent appui sur des piliers massifs encastrés dans la voûte principale.

Toutefois, comme le pont devait être exécuté en béton coffré, sans aucune armature, il importait de déterminer avec une certaine exactitude si le fait que la voûte et la superstructure étaient solidaires pouvait provoquer, dans cette dernière, des contraintes de traction exagérées.

On a procédé, à cette fin, à des essais sur un modèle en celluloïde, construit à l'échelle 1 : 100, de telle sorte que les rapports des moments d'inertie des divers éléments du pont soient conservés dans la mesure du possible. Pour pouvoir comparer les résultats de cette analyse avec les calculs usuels de l'arc encastré indépendant, le modèle a été limité à une seule travée du pont, avec sa superstructure (fig. 19). Cette façon de faire était d'autant plus justifiée que l'on pensait alors munir les voûtes secondaires de la superstructure, se trouvant au droit des piles principales, de trois articulations pour rompre leur continuité et localiser l'effet du retrait et des variations de température. Le mode de mise en œuvre, décrit plus haut, a permis par la suite de supprimer ces articulations.

L'auscultation du modèle a été faite par la méthode de Beggs, qui, on le sait, permet d'obtenir, par mesures directes, les lignes d'influence des efforts dans une section quelconque. A cette fin, on provoque successivement, dans la section que l'on veut analyser, une rotation déterminée, un déplacement axial ou un déplacement transversal connu. Les lignes de flexion du tablier produites par ces déformations sont aussi les lignes d'influences du moment, de l'effort normal ou de l'effort tranchant dans la section considérée.

Par ce procédé, on a calculé les sollicitations limites probables des sections 0, I, II et A à G. Cet examen a montré en particulier que les contraintes de traction maxima de la superstructure étaient partout suffisamment petites pour être absorbées par le béton sans risque de fissuration. On pouvait dès lors se passer d'armatures.

La figure 19 met en opposition les lignes d'influences obtenues sur le modèle avec celles qui résultent du calcul courant de l'arc encastré. L'influence de la collaboration de la superstructure avec la voûte est particulièrement sensible aux naissances de la voûte, où les plus grands moments de flexion positifs ou négatifs produits par les charges roulantes, sont réduits de 71 %. La réduction du moment positif maximum à la clef n'est, en revanche, que de 18 %, celle de la poussée horizontale est de 6,5 % seulement.

Ces résultats, reposant sur une base théorique expérimentale, ont été confirmés, d'autre part, par les observations et les mesures faites directement sur la voûte de

la rive gauche, sous la direction de M. le professeur Dr M. Roš, président de la direction du *Laboratoire fédéral d'essais de matériaux*, de Zurich<sup>1</sup>. Ces observations ont été faites tout d'abord sur la voûte seule, avant que la superstructure n'ait été construite, puis, elles ont été répétées intégralement sur la travée achevée. Les tensions et les déformations de la voûte aux naissances, à l'un des reins et à la clef ont été déterminées, dans les deux cas, pour une charge concentrée agissant à la clef : 80 t dans le premier cas et 100 t dans le second (fig. 20 et 21). M. Roš a fait aussi des essais de vibration sur la voûte, dans les deux cas également. La fréquence propre de la voûte, mise en vibration au moyen d'une machine oscillante du type Losenhausen placée à la clef, a été enregistrée par un sismographe de Quervin-Piccard. Cette fréquence fut de 6,6 Hertz, dans le cas de la voûte seule et de 9,8 Hertz dans celui de la voûte avec la superstructure. Ici encore, on voit que la rigidité est fortement accrue par la superstructure.

### c) Comparaison des contraintes et des flèches de la voûte.

Il est particulièrement intéressant de comparer les résultats du calcul théorique et de l'essai sur modèle avec les observations faites sur l'ouvrage lui-même. A cette fin on a reporté dans la figure 22 les valeurs des tensions correspondant à ces divers cas, en les unifiant pour une

<sup>1</sup> Voir le rapport du L. F. E. M. en préparation.

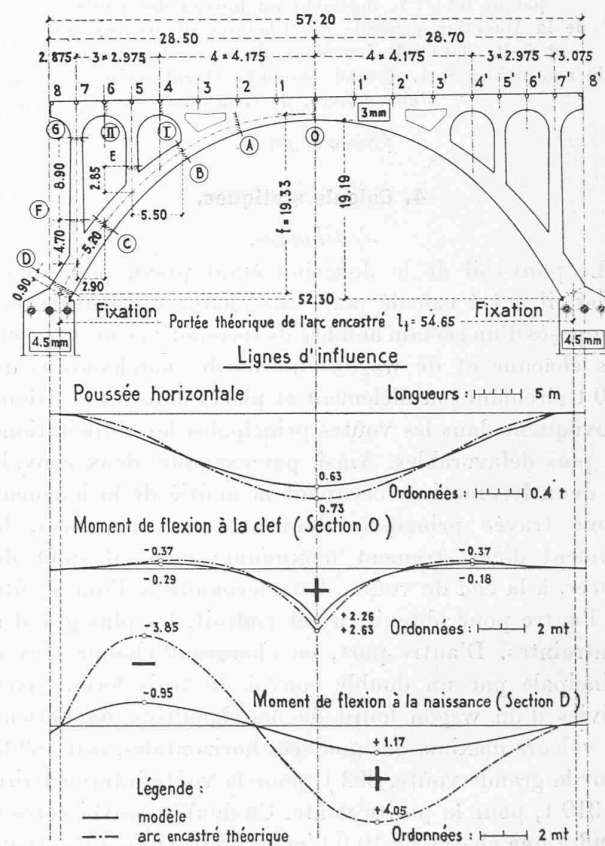


Fig. 19. — Essais sur le modèle en celluloïde.

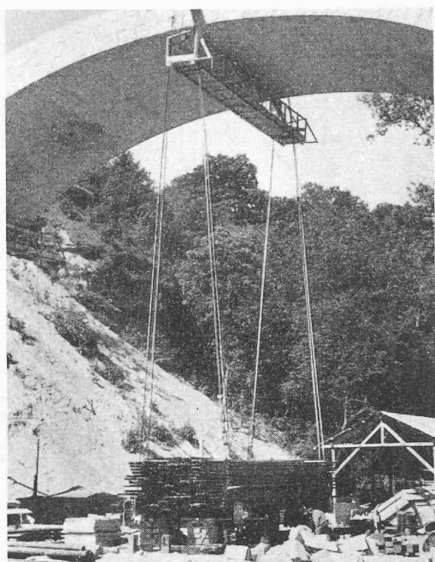


Fig. 20. — Essai de charge.

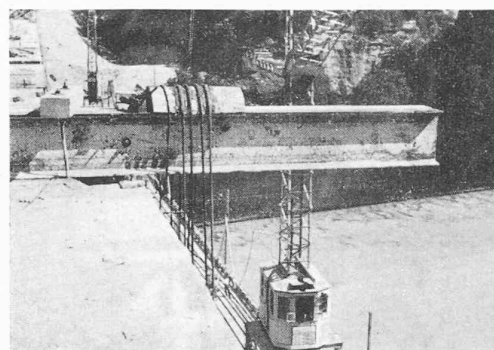


Fig. 21. — Essai de charge, détail.

charge concentrée de 100 t, agissant à la clef de la voûte de la rive gauche.

Dans le cas de la *voûte sans superstructure*, (fig. 22 c) le calcul théorique de l'arc parfaitement encastré fournit, à la naissance, des tensions à peu près doubles de celles qui ont été mesurées et mises en valeur pour  $E = 320 \text{ t/cm}^2$ . Si l'on améliore le calcul en tenant compte d'une rotation élastique de la naissance la

Praille de  $5''$  — valeur qui a été effectivement observée au cours de l'essai et qui, à première vue, aurait pu paraître négligeable — on se rapproche des valeurs observées. A la clef, en revanche, l'écart entre les valeurs mesurées et celles qui ont été calculées est sensiblement moins grand. L'effet de la petite rotation d'une des naissances est très peu sensible.

Lorsque la *voûte et la superstructure sont solidaires*, (fig. 22, a et b) le calcul usuel de l'arc encastré est loin de donner une image réelle de la répartition des contraintes dans la voûte, tandis que les valeurs déterminées par les observations faites sur le modèle sont beaucoup plus près de la réalité.

On remarquera, à cet égard que, dans la région de la clef, les tensions internes se répartissent sur toute la

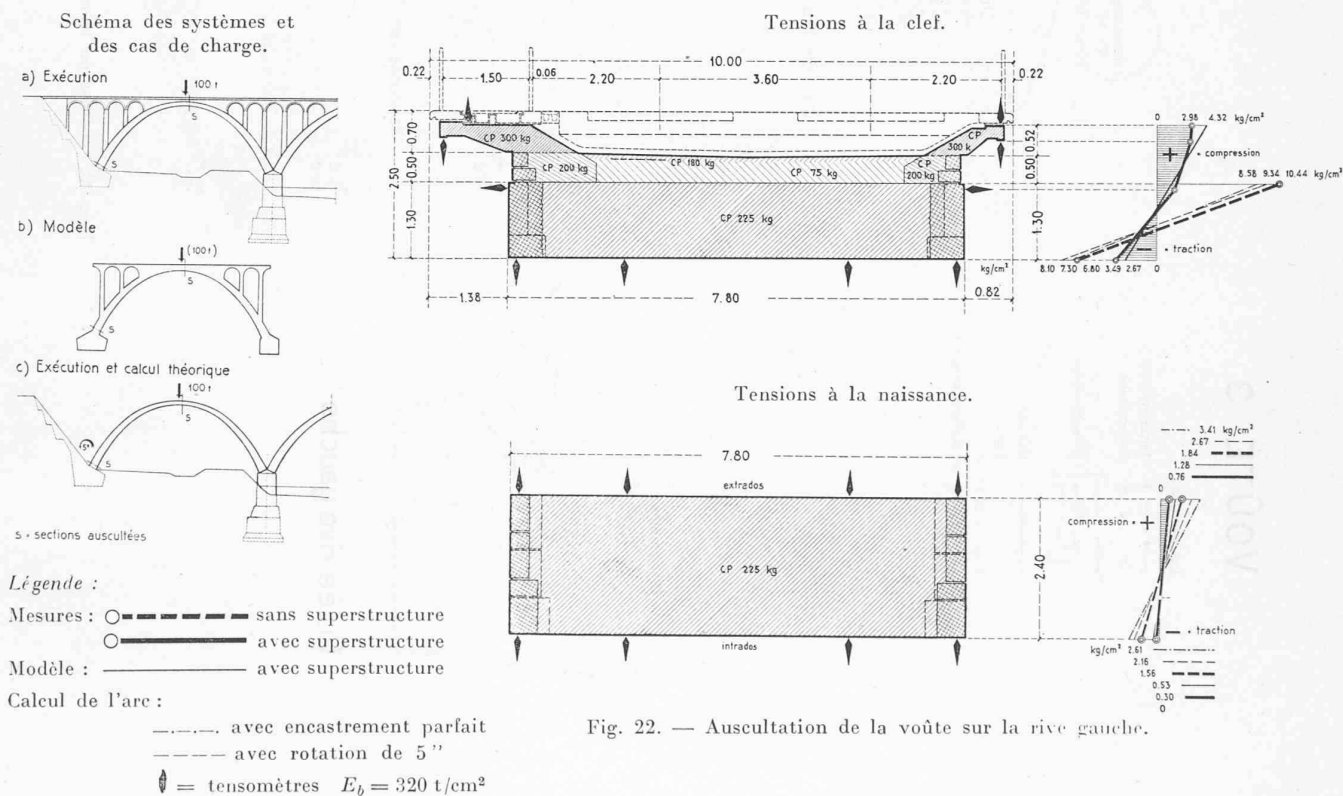


Fig. 22. — Auscultation de la voûte sur la rive gauche.

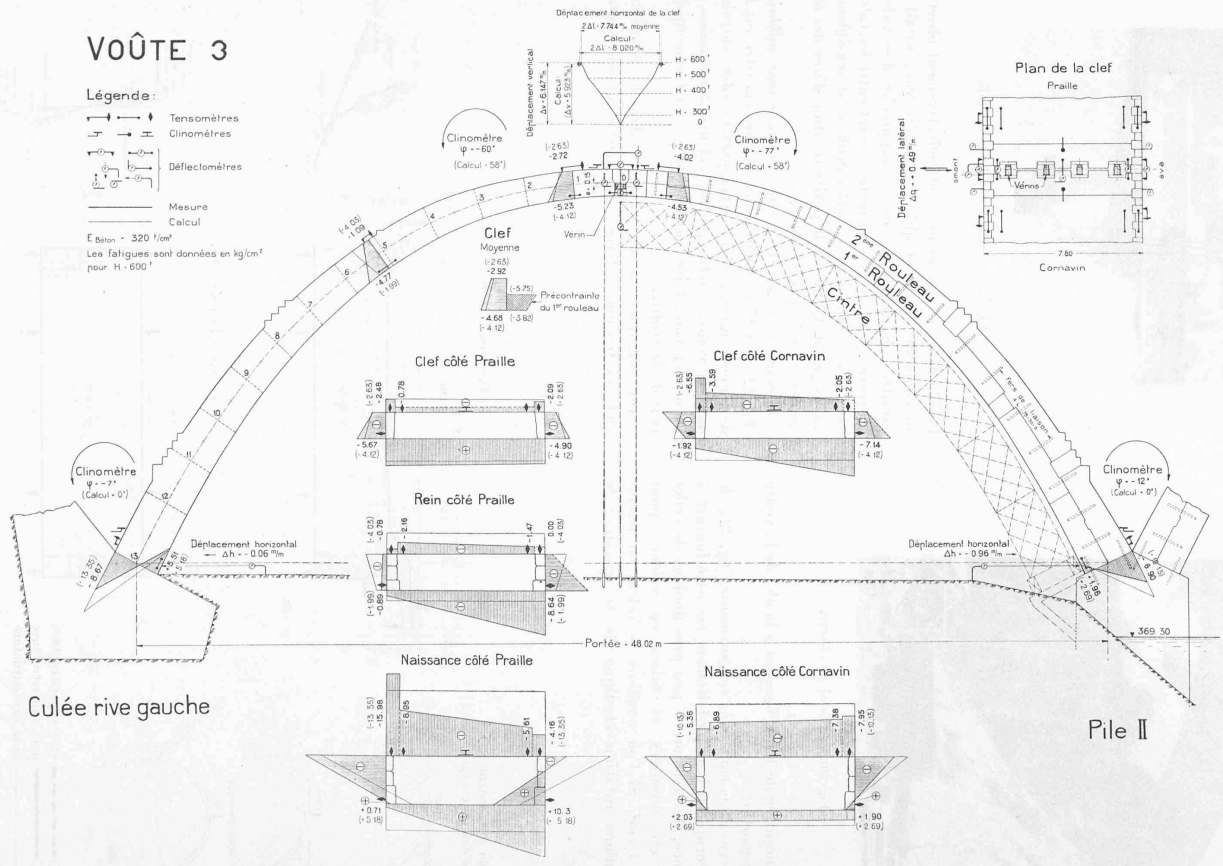


Fig. 23. — Mise en charge de la voûte 3. Résultats des mesures et des calculs.



section droite du pont comprenant la voûte, les tympans, le béton maigre de remplissage et les encorbellements en béton armé.

La flèche de 1,34 mm observée à la clef de la voûte seule sans superstructure, correspond à la flèche théorique calculée avec un module d'élasticité  $E = 210 \text{ t/cm}^2$ . La valeur de cette flèche, mesurée sur l'ouvrage achevé, n'est plus que de 0,55 mm. Le soulagement de la voûte par la superstructure atteint ainsi, pour ce cas de charge particulier, 60 %.

#### d) Contraintes théoriques maxima dans les voûtes.

Compte tenu du poids propre, des variations de température et des surcharges roulantes maxima, les contraintes limites théoriques du béton des voûtes, calculées comme arcs homogènes parfaitement encastrés, atteignent  $51 \text{ kg/cm}^2$ , dans la zone comprimée, à la naissance de la voûte sur le Rhône, et  $10 \text{ kg/cm}^2$ , dans la zone tendue, à la clef de la voûte sur la rive gauche.

Si l'on tient compte en outre de l'exécution des voûtes en deux rouleaux superposés et de la mise en charge par pression des vérins à la clef, les contraintes extrêmes fournies par le calcul théorique s'élèvent à  $57 \text{ kg/cm}^2$  de compression et de  $16 \text{ kg/cm}^2$  de traction à la naissance de la voûte sur le Rhône (module d'élasticité du béton,  $E = 200 \text{ t/cm}^2$ ). Enfin, si l'on admet que la zone tendue ait pu se fissurer et que l'on fasse abstraction de cette zone, la compression maximum se chiffre par  $68 \text{ kg/cm}^2$ . Les observations faites sur l'ouvrage terminé ont montré toutefois que les valeurs réelles des contraintes restaient bien inférieures à ces grandeurs purement théoriques.

#### e) Stade d'exécution des voûtes<sup>1</sup> et cintres.

Le programme des travaux (fig. 13) ayant imposé un certain ordre de succession dans la construction des voûtes, il était nécessaire de vérifier par le calcul les conditions de stabilité et de déformation des piles sous l'influence d'une poussée unilatérale, d'une part, et, d'autre part, les contraintes supplémentaires que provoquerait dans les cintres un déplacement éventuel de leurs appuis.

On a admis dans ces calculs un encastrement élastique de la pile dans le terrain compact, dont le module d'élasticité a été fixé à  $E = \frac{d\sigma}{dy} = 10 \text{ t/cm}^3$ , cette valeur ayant été déduite des essais de charge faits au cours des travaux de sondages.

En introduisant dans le calcul hyperstatique du cintre le déplacement de la tête de la pile qui résultait de la poussée unilatérale, due au poids propre du cintre et au poids du premier rouleau de la voûte, on a obtenu la valeur des contraintes supplémentaires qui auraient pu se produire dans le cintre. Pour le cintre de la voûte 3 par exemple, ces contraintes ne dépassaient pas 15 % des taux maxima calculés. En fait, l'encastrement de la pile s'est révélé

moins élastique qu'on ne le prévoyait et, par conséquent, le déplacement de la tête de la pile fut minime; il est resté dans l'ordre de grandeur du millimètre. Les sollicitations supplémentaires dans le cintre furent donc pratiquement négligeables.

D'autres calculs ont été nécessaires pour déceler les forces d'adhérence entre les deux rouleaux des voûtes et pour déterminer les dispositifs garantissant la liaison parfaite des deux rouleaux.

Le moment le plus critique fut celui de la mise en charge maximum exercée par les vérins. Les taux de cisaillement étaient alors de  $2,5 \text{ t/m}^2$  aux reins et de  $4,5 \text{ t/m}^2$  aux naissances. Tandis que les efforts normaux ne donnaient en général que des contraintes de compression minimales ( $1,5 \text{ t/m}^2$ ), des tractions, dont le taux était d'ailleurs très petits ( $0,5 \text{ t/m}^2$ ), sont apparues à proximité des naissances.

Bien que l'adhérence de la surface de contact du béton eût pu suffire, on ménagea cependant, comme on l'a vu, des redans capables de supporter à eux seuls la totalité des efforts tranchants. En outre des cornières, disposées en hérisson, furent réparties sur tout le périmètre de l'extrados du premier rouleau.

La mise en charge des trois voûtes et leur décintrement ont exigé également un calcul statique minutieux (fig. 23).

Il s'agissait en premier lieu de déterminer la force maximum à introduire dans chacune des voûtes à la clef, au moyen de vérins hydrauliques, de calculer ensuite le point d'application le plus favorable de cette force et de vérifier enfin les sollicitations de la voûte sous l'effet de la mise en charge, cela en tenant compte de la précontrainte du premier rouleau sous l'effet de la surcharge du second.

La poussée horizontale théorique de la voûte encastrée, due au poids propre, a été prise comme valeur minimum de H. Cette valeur était de 575 t, 728 t et 894 t pour les voûtes 3, 2 et 1. Pour améliorer le régime des contraintes des voûtes, on avait intérêt à introduire à l'aide de vérins, des valeurs légèrement plus élevées.

En effet la mise en charge permet de créer des zones de compression à l'intrados-clef, à l'intrados-reins et à l'extrados-naissances, alors que sous les charges définitives, ce sont généralement des contraintes de traction qui ont tendance à se produire dans ces régions.

Il n'était cependant pas possible d'augmenter la valeur de H au delà de 5 %, car il en serait résulté des sollicitations de traction trop élevées à l'extrados des reins et à l'intrados des naissances. Les possibilités de réglage de la poussée H à la clef d'une voûte non armée sont donc assez restreintes.

Les valeurs moyennes de H adoptées en dernier lieu pour la mise en charge des trois voûtes furent de 950 t, 750 t et 600 t.

Le point d'application de ces forces fut finalement choisi avec une excentricité  $e$  de 15 cm au-dessous de l'axe des voûtes. Cet abaissement permit entre autres de

Ces calculs sont dus à M. O. Meyer, ingénieur de la S. A. Conrad Zschokke.

réaliser une amélioration très sensible du diagramme des pressions à la clef.

Dès que H et e furent déterminés, on a calculé les sollicitations de la voûte et les déplacements horizontaux et verticaux de la clef pour trois phases caractéristiques de la mise en charge :

Première phase : le cintre ne s'est pas encore décollé et il contribue au travail de déformation de la voûte.

Deuxième phase : le cintre est partiellement décollé, mais il reste suspendu à la voûte, malgré l'éloignement des cales.

Troisième phase : la voûte est complètement décintrée.

Ces calculs successifs ont permis de déterminer les limites des déformations probables et les contraintes maxima dans les sections critiques. Le contrôle des opérations de décintrément en a été grandement facilité, d'autant plus que les mesures faites sur place ont montré une concordance remarquable avec les calculs (fig. 23).

Les flèches et les déplacements calculés furent pratiquement identiques à ceux des observations (fig. 25). Les diagrammes des déplacements de la clef en fonction de la force H montrent très nettement l'effet de la précontrainte du premier rouleau. En ce qui concerne les fatigues, les résultats des observations et des calculs sont par contre un peu divergents, surtout aux reins et aux naissances. Les raisons en sont dues principalement au fait que les hypothèses adoptées pour la détermination de la précontrainte du premier rouleau n'ont pas été intégralement réalisées au cours de l'exécution des voûtes ; il est probable, en particulier, que certains éléments de béton du second rouleau, principalement près des naissances, ont sensiblement renforcé le premier rouleau. Par ailleurs, il n'a pas été possible d'évaluer l'effet des variations de température pendant le temps qui s'est écoulé entre l'achèvement du bétonnage et la mise en charge ; or, ce facteur a certainement sur la valeur

de la précontrainte une influence qui n'est pas négligeable.

Enfin, et d'une façon générale, il ne faut pas méconnaître les difficultés que comportent des opérations aussi délicates faites sur un grand ouvrage en plein air.

L'observation du mouvement des cintres pendant la mise en pression des voûtes a fourni des renseignements précieux sur le comportement de l'ouvrage combiné : cintre-voûte en béton

De nombreux témoins, faits de taquets en ciment, avaient été disposés sur les deux parements latéraux entre l'intrados de la voûte et le coffrage du cintre. De plus, des fleximètres avaient été placés au droit de l'axe du cintre.

On a enregistré les premières fentes sur les témoins placés à la clef, au moment où la poussée des vérins a atteint la valeur de la précontrainte du premier rouleau. Avec H croissant, les témoins des reins se sont successivement fendus. Mais, malgré l'apparition de ces fentes, qui laissaient supposer un effet de cisaillement entre le cintre et la voûte, un décollement du cintre n'a pas eu lieu ; ce dernier a suivi le mouvement d'exhaussement de la voûte jusqu'à la fin de l'opération ; ceci s'explique par le fait que la flèche des cintres, sous l'effet de leur charge maximum, était de trois à huit fois plus grande que l'exhaussement de la voûte sous l'effet de la force des vérins.

On n'a pu obtenir le décintrément qu'en abaissant successivement les appuis des cintres et en décollant le coffrage du béton au moyen de coins forcés à coups de masse.

Il a donc été possible de vérifier l'hypothèse admise comme base des calculs, à savoir que le cintre et le premier rouleau de la voûte ont formé une construction combinée travaillant d'une façon solidaire, malgré l'absence de tout dispositif de liaison et malgré l'adhérence relativement faible des planches rabotées formant le coffrage de la douelle.

Les cintres ont été calculés comme des arcs élastiques encastrés, à membrures raidies par les diagonales. Ces diagonales et leurs assemblages ont été dimensionnés en considérant les conditions d'équilibre interne entre les membrures et les diagonales.

Les mesures des déformations des cintres faites pendant le bétonnage ont confirmé, en règle générale, l'exactitude des méthodes de calculs adoptées. Par exemple, la flèche mesurée à la clef de voûte I (côté Rhône) fut de 30 mm, celle de la voûte III, de 16 mm. Les flèches calculées correspondantes étaient de 34 mm et 18 mm, le rapport des modules d'élasticité du béton et du bois

$$\text{étant de : } n = \frac{E_{\text{béton}}}{E_{\text{bois}}} = \frac{220 \text{ t/cm}^2}{110 \text{ t/cm}^2} = 2.$$

f) Mise en compression de la superstructure<sup>1</sup>.

On a vu plus haut que la superstructure a été mise en compression d'une manière analogue à celle qui a été

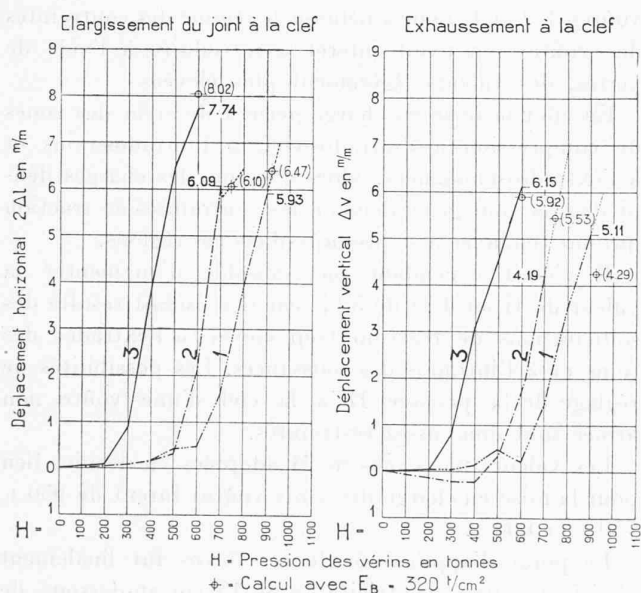


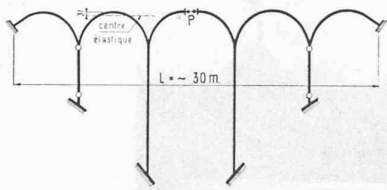
Fig. 25. — Expansion des voûtes 1, 2 et 3.

<sup>1</sup> L'idée et la méthode de calcul de cette opération sont dues à M. Bächtold, ingénieur de l'Entreprise H. & F. Pulfer.

Compensation du retrait du béton par une mise en compression :

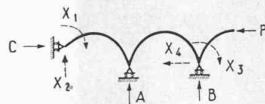
A. Calculs statiques.

Système réel (sans béton de remplissage)



P correspondant à 0,3 cm = 166,5 t

Système fondamental



Hyperstatiques :

$X_1 = 168 \text{ mt}$        $X_2 = -2,10 \text{ t}$   
 $X_3 = 34 \text{ mt}$        $X_4 = -0,425 \text{ t}$

Retrait après fermeture du joint = 0,0001. Longueur du système  $L = \sim 30 \text{ m}$   
 Ouverture du joint correspondant à ce retrait  $30 \cdot 10^2 \cdot 10^{-4} = 0,3 \text{ cm}$   
 Exécution : Béton de remplissage partiellement mis en place (voir fig. B)  
 Mise en compression :  $P = 240 \text{ t}$  (excentricité 10 cm)  
 Conséquences : Compressions majorées, tractions diminuées.

Tensions calculées et mesurées ( $E = 320 \text{ t/cm}^2$ ).

Coupe	Charge	$\epsilon_{sm}^s$	$\sigma_{sm}$	$\sigma_s$	$\sigma_s^*$	$\epsilon_{im}^i$	$\sigma_{im}$	$\sigma_i$	$\sigma_i^*$
I	240	0,0304	-9,7	-18,2	-7,6	0,0424	+13,6	+30,7	+20,1
II	240	0,0379	-12,1	-15,6	-6,1			+18,6	+18,6
IV	240					0,0400	-12,8	-34,9	-13,9
V	240	0,0580	+18,6	+29,4	+25,0	0,0290	-9,3	-26,1	-13,3
VII	240	0,0760	+24,3	+29,4	+25,0	0,0400	-12,8	-26,1	-13,3
VIII	240					0,0880	-28,2	-34,9	-13,9
X	240	0,0174	-5,6	-13,3	-5,0			+17,5	+17,5
XI	240	0,0178	-5,7	-16,1	-5,7	0,0507	+16,2	+28,6	+18,2

Légende : - = traction    + = compression    \* = avec béton de remplissage  
 $\epsilon_{sm}$  = déformation mesurée en  $\frac{0}{100}$   
 indice s = fibre supérieure    indice i = fibre inférieure    indice m = mesuré.

B. Tensions calculées et mesurées.

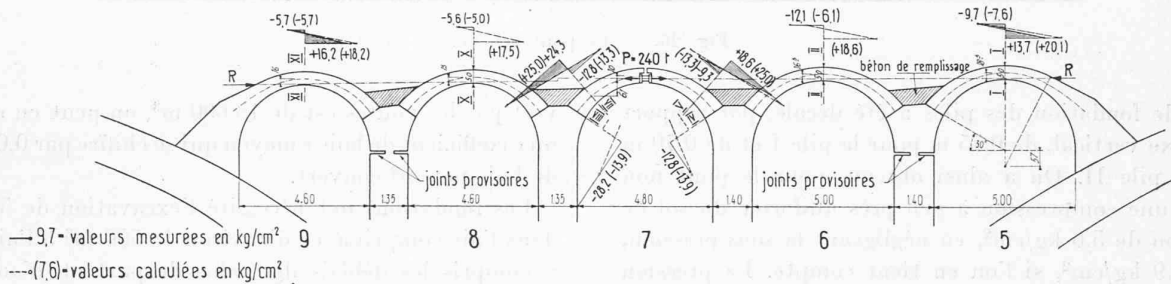


Fig. 24. — Voûtes d'élégissement.

utilisée pour les grandes voûtes. Le but essentiel de cette opération était de neutraliser le retrait du béton, sur lequel il fallait compter après la fermeture des joints de travail de la superstructure.

L'étude de ce problème fut faite tout d'abord, comme le montre la figure 24 A sans tenir compte du béton de remplissage, qui ne devait être mis en place qu'une fois les voûtes secondaires définitivement clavées. Dans cette hypothèse, le retrait résiduel pouvait être compensé intégralement par une poussée horizontale de 166,5 t agissant au centre de gravité des poids élastiques des voûtes.

Les résultats de ce premier calcul montrèrent cependant qu'il y avait avantage à augmenter la précontrainte pour diminuer les tractions et augmenter les compressions dans les voûtes. Ce résultat fut facilement obtenu en portant la poussée horizontale à 240 t et son point d'application à 10 cm au-dessous du centre de gravité de la clef. Toujours pour la même raison, le béton de remplissage fut coulé sur une certaine épaisseur avant de mettre les voûtes secondaires en compression. Le centre des poids élastiques se trouvait ainsi ramené à 18 cm au-dessous de la clef. La ligne de pression de la force de 240 t ne passait donc pas loin de ce centre, ce

qui permettait également de compenser une partie des tensions provenant d'un abaissement de température. Les voûtes d'élégissement ayant été clavées en été, cette précaution était toute indiquée.

Les résultats du calcul ont été contrôlés de très près pendant la mise en charge, par une série de mesures faites dans les sections I à XI et dont les résultats sont donnés dans la figure 24 B. A titre de comparaison, on a reporté dans le tableau de cette même figure, à côté des contraintes mesurées, les contraintes calculées de deux manières différentes, à savoir, avec et sans tenir compte du béton de remplissage. Il est particulièrement intéressant de constater que les valeurs mesurées se rapprochent étroitement de celles qui ont été calculées si l'on tient compte du béton de remplissage.

Les encorbellements situés au-dessus des murs-tympan, plus exposés aux variations de température que les parties massives du tablier, ont été sectionnés tous les six à sept mètres par des joints transversaux.

g) Sollicitations du sol de fondation.

Les poussées horizontales des voûtes principales, résultant des charges permanentes, étant inégales, le



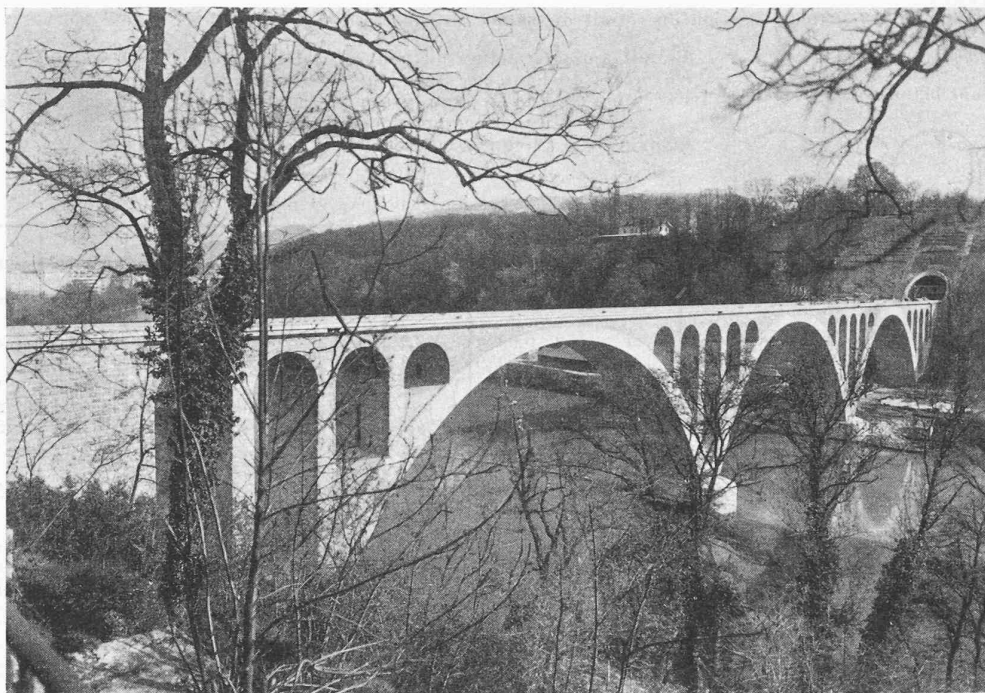


Fig. 26. — Le pont achevé.

massif de fondation des piles a été décalé, par rapport à leur axe vertical, de 0,75 m pour la pile I et de 0,70 m pour la pile II. On a ainsi obtenu, pour le pont non chargé, une compression à peu près uniforme du sol de fondation de 5,6 kg/cm<sup>2</sup>, en négligeant la sous-pression, et de 4,9 kg/cm<sup>2</sup>, si l'on en tient compte. La pression maximum à l'arête, atteinte, toutes surcharges considérées, 7,4 kg/cm<sup>2</sup> pour la pile I et 7,7 kg/cm<sup>2</sup> pour la pile II.

Sur la rive droite, comme sur la rive gauche, la plus grande compression du sol à l'arête de la culée C<sub>1</sub> ou C<sub>2</sub> ne dépasse pas 7 kg/cm<sup>2</sup>.

##### 5. Conclusions.

La totalité de la construction a nécessité l'emploi d'environ 13 000 m<sup>3</sup> de béton dont 1530 m<sup>3</sup> ont été exécutés à l'air comprimé dans les deux caissons. Les fondations des piles ainsi que les culées sur les deux rives ont absorbé 6000 m<sup>3</sup> de béton, les voûtes principales 2900 m<sup>3</sup>, les piliers secondaires 1200 m<sup>3</sup>, les voûtes d'élégissement 820 m<sup>3</sup>, les tympanes 180 m<sup>3</sup>, la travée d'accès de la rive droite 630 m<sup>3</sup>, le remplissage du tablier et les encorbellements 1220 m<sup>3</sup>.

Pour tous les revêtements des piles et les parements du pont vus d'amont et d'aval, on a utilisé 1150 m<sup>3</sup> de pierre de taille naturelle.

Les trois cintres ont absorbé 650 m<sup>3</sup> de bois, sans coupes ni chutes et sans les tours de montage qui, à elles seules, en demandaient 30 m<sup>3</sup>. Dans cette quantité il faut compter 31 % de bois collé pour les membrures, 46 % de bois équarri pour les diagonales et les contreventements, 12 % pour les couchis, le reste, soit 11 %, étant réparti aux appuis (bois dur), aux escaliers d'accès et aux fourrures de réglage. Sachant que le volume cou-

vert par les voûtes est de 15 600 m<sup>3</sup>, on peut en déduire un « coefficient de bois » moyen qui se chiffre par 0,0416 m<sup>3</sup> de bois par m<sup>3</sup> couvert.

Les fondations ont nécessité l'excavation de 5100 m<sup>3</sup> dans l'air comprimé et d'environ 18 500 m<sup>3</sup> à l'air libre, y compris les déblais des talus de part et d'autre de l'ouvrage.

En ce qui concerne la main-d'œuvre utilisée sur le chantier, il a fallu environ 40 000 journées d'ouvriers pour exécuter l'ensemble de l'ouvrage.

Les épreuves de charge et les mesures faites au cours de l'exécution montrent une fois encore qu'un pont-rail, en béton non armé, comme celui de la Jonction, exécuté avec soin et selon les règles de l'art, se comporte d'une manière parfaitement élastique, dans les limites des contraintes admissibles et offre un degré de sécurité élevé. L'adaptation judicieuse de la forme des grandes voûtes à la ligne des pressions données par la théorie de l'élasticité a permis d'obtenir ce résultat sans que les dimensions des voûtes atteignent des proportions exagérées ou nuisibles à l'aspect du pont. Par la simplicité de ses lignes et la clarté de sa conception, le pont de la Jonction est un ouvrage de caractère parfaitement classique (fig. 26).

Malgré la guerre et les difficultés qui en découlaient, (pénurie de matériaux, restriction des moyens de transport, mobilisation partielle de la main-d'œuvre du chantier, des carrières et des fournisseurs, etc.), le pont de la Jonction fut achevé huit mois plus tôt qu'on ne l'avait prévu lors de l'établissement du programme des travaux. Une étroite collaboration et une parfaite entente entre les maîtres de l'œuvre et les entreprises ont, pour une bonne part, contribué à la réussite de ce viaduc.