

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 89 (1963)
Heft: 10: Centenaire de la section genevoise de la S.I.A., fascicule no 1

Artikel: Ouvrage no 311 de l'autoroute Lausanne-Genève
Autor: Pochon, J.-D.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-66323>

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: 04.05.2025

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

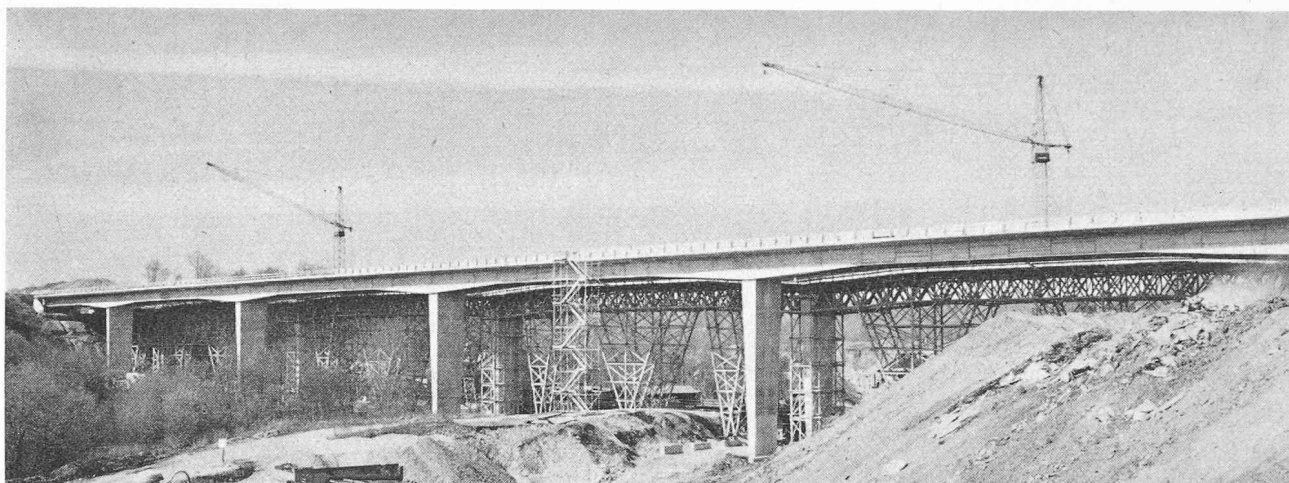


Fig. 1. — Vue générale (photo G. Klemm).

OUVRAGE N° 311 DE L'AUTOROUTE LAUSANNE-GENÈVE

par J.-D. POCHON, ingénieur dipl. EPUL-SIA¹

Généralités

Le pont n° 311, de l'autoroute Genève-Lausanne, traverse le vallon de la Versoix à 18 km de Genève, et fut mis au concours au mois de juin 1959 par le Département des travaux publics du canton de Genève.

Le profil en travers de l'ouvrage est composé de deux ponts jumeaux de 10,80 m de largeur, comprenant chacun une bande de roulement de 8 m bordée par deux bandes de sécurité de 1 m et deux bordures de 0,40 m.

La vallée est large de 300 m et profonde de 25 m environ. Pour intégrer l'ouvrage, le mieux possible, dans le profil du vallon, les culées voyantes ont été délibérément éliminées en les enterrant le plus loin possible au sommet des talus. Un ouvrage monolithique de 304 m de longueur, sans articulation, a pu être prévu grâce à la bonne qualité du sol de fondation.

Fondations

Le laboratoire de géotechnique de l'EPUL a fourni un rapport préliminaire concernant les sols de fondation. Cette première étude a été complétée par une série de sondages forés au droit de chaque appui, ainsi que par des essais au pénétromètre dans les versants du vallon.

Les fondations des piles intermédiaires sont formées par des semelles en béton armé reposant sur le gravier en place. La fondation de la palée, du pont aval, située dans le talus côté Lausanne, a été renforcée par trois pieux forés en béton armé de 1 m de diamètre, placés à l'aval de la semelle et descendant à 3 m en dessous du pied du talus, dont la stabilité a été augmentée par un remblayage à 30°.

La culée côté Lausanne repose directement sur la moraine compacte, tandis que celle côté Genève, située au sommet d'un talus très raide, est supportée par trois pieux forés, en béton armé de 1 m de diamètre, qui descendent jusqu'au niveau inférieur du talus.

Système porteur

Chaque pont est constitué par un cadre multiple à six travées, en béton précontraint. Les cinq piliers intermédiaires sont encastrés à la base et les appuis extrêmes, mobiles, sont réalisés par des plaques de néoprène frêté.

Les piliers, évidés, de hauteurs variables ont été dimensionnés pour que le milieu du pont ne se déplace pas sous l'effet d'une variation de longueur du tablier. Le pilier le plus court, du côté Lausanne, est donc composé de deux plaques jumelles, quatre fois moins rigides qu'un pilier unique de même dimension.

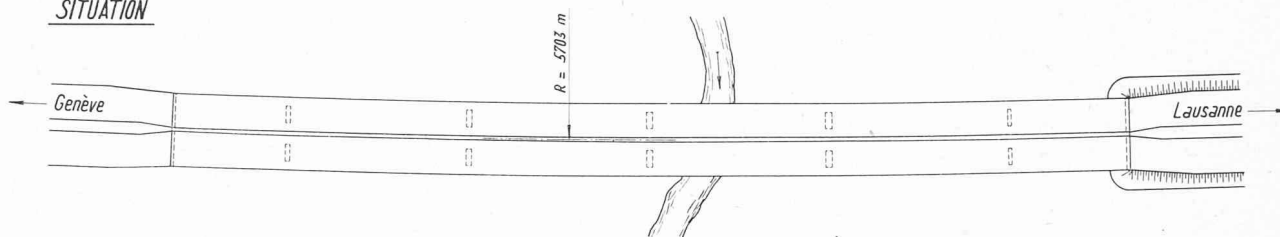
Les poutres, au nombre de deux par pont, ont une épaisseur de 0,3 m, une hauteur de 2,30 m en travée et de 3,30 m au droit des piliers, où elles sont raidies à leur partie inférieure par des dalles de compression triangulaires.

La dalle du tablier a fait l'objet d'une étude très poussée, afin de pouvoir lui donner l'épaisseur minimum en tenant compte de l'encastrement réel dans les poutres raidies, à leur partie inférieure, par des entretoises espacées de 7 m environ. Un essai sur modèle, exécuté à l'EPF par le professeur Dr B. Thurlimann, a confirmé l'encastrement parfait de la dalle dans les poutres, permettant ainsi une épaisseur minimum de 16 cm avec un gousset longitudinal de 24 cm au droit des poutres.

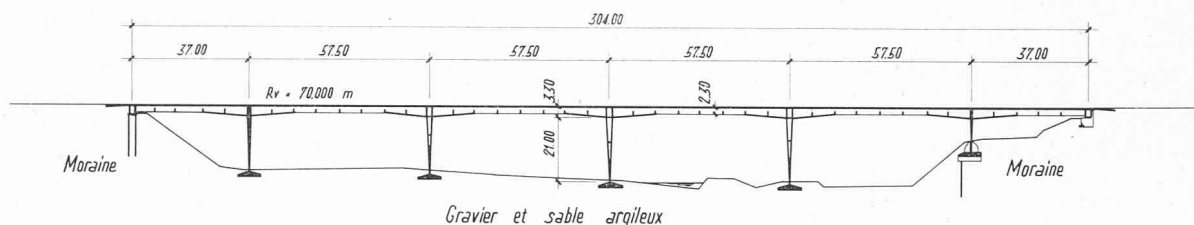
Les deux ponts sont reliés, sur chaque pilier et appui, au niveau de la dalle du tablier, par de petites bielles articulées de 30/30/120 cm qui répartissent les

¹ Collaborateur du bureau d'ingénieurs Pierre Tremblet, Genève.

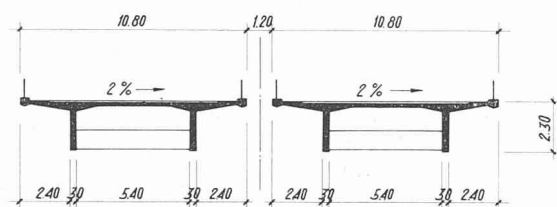
SITUATION



COUPE EN LONG



COUPE EN TRAVERS



COUPE SUR FONDATIONS

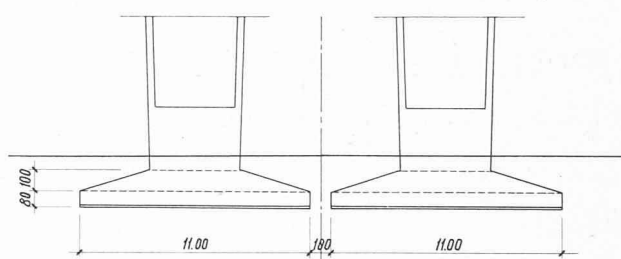


Fig. 2. — Situation et coupes.

poussées transversales dues au vent entre les deux ponts, diminuant ainsi les efforts à la base des piliers.

Calcul statique

Le calcul statique tient compte de toutes les liaisons par la méthode des angles de rotation. La dissymétrie due aux piliers a conduit à la résolution d'un système de six équations à six inconnues.

Les surcharges sont données par l'article 9 modifié des normes SIA n° 160 et par les normes spéciales du Service du génie et des fortifications. Les forces de freinage ont été calculées d'après les normes complémentaires pour les autoroutes. En plus des cas de charge des normes, il a été tenu compte de tassements différentiels de 1 cm, d'un écart de température entre les fibres supérieures et inférieures, ainsi que de la poussée du vent.

Les sécurités et contraintes sont conformes aux exigences des normes SIA n° 162 complétées. Les contraintes de compression ne dépassent pas 160 kg/cm², correspondant à la résistance minimum exigée, sur cube, de 400 kg/cm² à 28 jours.

Précontrainte

Le système utilisé est le procédé suisse BBRV de la maison Stahlton.

En travée, le câblage est constitué par quatre câbles de 238 t, placés dans le plan médian vertical de chaque poutre. Sur appuis, ils sont au nombre de six par poutre,

placés en une nappe horizontale sous la face supérieure de la dalle du tablier. Les câbles, tendus aux deux extrémités, ont une longueur d'environ 150 m. Ils se croisent sur les appuis et vont s'ancrer de part et d'autre, à une quinzaine de mètres, sur des saillies placées contre la face intérieure des poutres sous les goussets de la dalle.

Afin de contrôler les pertes de frottement ainsi que les tensions des câbles au cours du temps, trois dynamomètres « Schmidt » sont incorporés à l'un des plus longs câbles. Les tensions mesurées, pour la précontrainte initiale totale, s'écartent de plus ou moins 1,7 % des valeurs théoriques calculées avec $\mu = 0,15$ et $\Delta\alpha = 0,004$ l.

Des mensurations, de haute précision, en longueur et en altitude ont permis de déterminer les déformations plastiques globales dues à la précontrainte initiale, au fluage et au retrait, en tenant compte de la température du béton. L'analyse des déformations relatives, du premier pont bétonné à fin novembre, entre le premier et le deuxième mois après le bétonnage et correspondant à une précontrainte de 73 % environ, donne un E moyen de 260 t/cm² pour un ϕ final de 2,5 et un retrait spécifique final de 0,2 ‰.

Exécution

Les entreprises adjudicataires, Zschokke-Spinedi ont commencé les travaux en mars 1961. Le premier pont a été décentré à fin décembre 1961 et le deuxième en août 1962. Le cintre en bois, exécuté par la maison

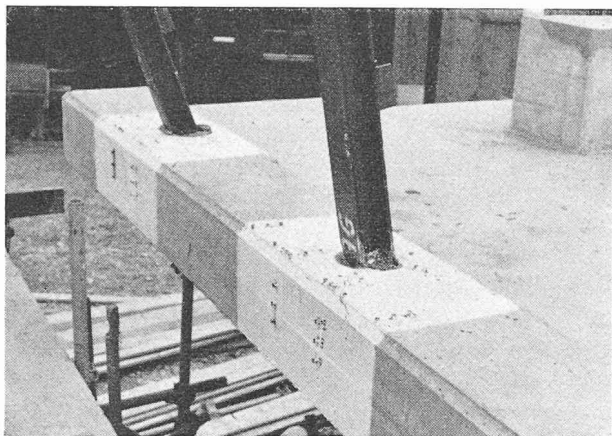


Fig. 3. — Essais des montants du garde-corps.

Locher, a été ripé pour sa réutilisation sous le deuxième pont.

Il a été utilisé un béton à trois composantes, dosé à 300 kg de CP normal par m^3 . La résistance minimum exigée sur cube, à 28 jours, est de 400 kg/cm^2 . La moyenne obtenue a été de 456 kg/cm^2 , avec un écart de $\pm 12\%$.

Les dalles de compression et les entretoises ont été bétonnées, avant le reste du tablier. Les poutres et la dalle ont été bétonnées en même temps, d'une façon continue, à part deux arrêts de fin de semaine, qui ont fractionné le bétonnage en trois grandes étapes : une étape centrale de 147 m durant six jours, et deux étapes de rive de 78,5 m qui ont duré trois jours chacune. Le bétonnage s'est poursuivi très régulièrement à une cadence horaire moyenne d'environ 12 à 13 m^3 pour des journées de neuf heures. Afin de charger progressivement le cintre, le bétonnage des poutres avait une avance de 7 à 8 m sur celui de la dalle.

Pour éviter de travailler pendant la nuit, tout en gardant l'avantage du bétonnage continu, le retardeur de prise « Sika Retarder » a été utilisé, avec succès, pour maintenir le béton frais durant la nuit.

Des éprouvettes de 20/40/120 cm ont été confectionnées, en deux étapes, dans les mêmes conditions que le pont pour contrôler préalablement la soudure des bétons aux reprises journalières. Les essais de flexion ont rompu les éprouvettes en dehors du joint et la résistance moyenne, à 28 jours, à la traction par flexion a été de 70 kg/cm^2 . La résistance à la compression sur cube, à 28 jours, est légèrement supérieure à celle du béton sans adjuvant.

Un essai de bétonnage en vraie grandeur d'une demi-section de tablier de 5 m de longueur a permis de mettre au point certaines dispositions de ferrailage et de coffrage.

Pour contrôler la régularité du béton pendant le bétonnage, il a été prélevé chaque jour deux échantillons de béton frais pour l'analyse du dosage et de la granulométrie, et six prismes 12/12/36 pour les essais de résistance.

L'entreprise a mis en place les quantités totales suivantes :

- 5079 m^3 de béton ;
- 485 tonnes d'acier BOX ;
- 105 tonnes d'acier pour la précontrainte.

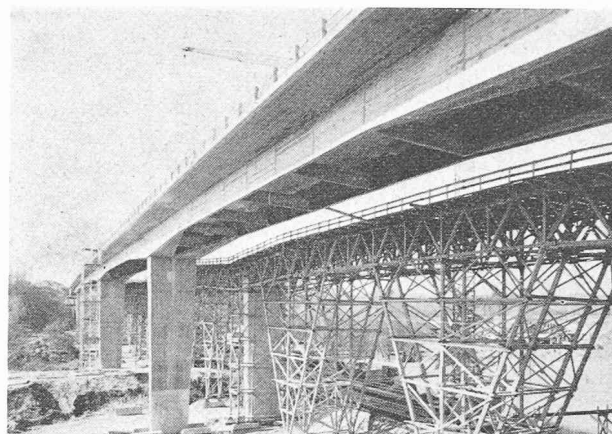


Fig. 4. — Détail de la superstructure.

Garde-corps

Il est constitué par une glissière de sécurité, type Pass A, en acier spécial, fixée à 50 cm au-dessus de la chaussée à des poteaux espacés de 2 m, reliés aux sommets par un tube de section rectangulaire.

Les poteaux DIN 10, zingués à chaud, en acier 52, résistent à la poussée statique horizontale de remplacement de 10 t imposée par le Service fédéral des routes et des digues.

Les trous de scellement sont cylindriques, afin d'éviter les amorces de fissures, constatées, sur les ponts existants, aux angles des trous de scellement carrés ou rectangulaires. Ils sont formés par un tube bouilleur de 18 cm de diamètre et de 30 cm de hauteur, ancré dans la bordure du tablier au moyen de quatre épingles $\varnothing 16$ et $\varnothing 20$ soudées au sommet du tube. Ces armatures permettent au béton d'absorber les efforts, dus à la poussée horizontale de 10 t, sans se fissurer.

Pour augmenter la résistance locale de la barrière en utilisant l'effet de répartition longitudinale due à la glissière et à la main-courante, le scellement des poteaux a été prévu de façon à permettre une rotation plastique sous la poussée horizontale. Il est composé en partant du fond, de : 2 cm d'asphalte coulé, fixant solidement la barrière tout de suite après son réglage ; 26 cm de mortier bitumineux à chaud ; 2 cm de plomb mâté ; 1 cm de bitume recouvrant la boîte et débordant sur le béton pour éviter toute infiltration.

Trois sortes de scellements et trois positions de la boîte par rapport au bord ont été essayées en vraies grandeurs, pour des poussées, statiques horizontales progressives, agissant sur le montant. Le scellement proposé a donné entière satisfaction, tant au point de vue résistance que déformation plastique. La position de l'axe de la boîte de scellement à 20 cm du bord est suffisante pour éviter la fissuration du béton devant le tube.

Chaussée

Le revêtement adopté par le Département des travaux publics est le suivant :

20 mm d'asphalte naturel, coulé à chaud sur papier huilé, servant d'étanchéité et permettant la circulation provisoire des engins de chantiers de l'autoroute ;

40 mm de couche de roulement AB 9. Les deux couches sont jointoyées contre les bordures en béton au moyen d'un bitume caoutchouc.

Les joints de dilatation aux deux extrémités du pont doivent pouvoir absorber, une fois les déformations plastiques irréversibles acquises, un raccourcissement de 38 mm et un allongement de 23 mm à partir de la position moyenne correspondant à une température du béton de $+15^{\circ}$. Etant donné l'intensité du trafic, le poids des véhicules et l'amplitude des mouvements, un type de joint lourd avec peignes de 40 mm d'épaisseur avec verrues d'adhérence sur la face de roulement a été adopté. Ce joint, fourni par la maison genevoise Realmotor, a l'avantage de permettre un remplacement aisé des peignes, tout en ne détruisant pas la liaison avec le tapis qui vient buter contre une baguette soudée à la plaque de base. L'épaisseur totale du tablier au droit du joint est de 47 cm, y compris le peigné. Les boulons de fixation ont été spécialement étudiés pour résister aux efforts dynamiques tout en étant moins résistants que les écrous, afin de ne jamais risquer la rupture de ces derniers. Pour éviter un serrage exagéré, compromettant la résistance des boulons, une clef dynamométrique à déclenchement automatique a été fournie par la maison Realmotor.

Essais de charge

Les essais de charge des deux ponts ont été organisés par le professeur Dr B. Thurlimann et exécutés par l'EMPA, sous la direction du Dr Rosli.

La dalle du tablier du premier pont a été spécialement essayée pour établir la comparaison avec l'essai sur modèle. Les tensions longitudinales et transversales des fibres supérieures et inférieures ont été mesurées au milieu et à l'encastrement de la dalle, ainsi qu'à la naissance de la dalle console pour une charge ponctuelle

se déplaçant suivant des axes longitudinaux et transversaux. La correspondance entre le modèle et la réalité a été très satisfaisante.

Les tensions dans les poutres, au milieu d'une travée et sur appui ainsi que les flèches, ont été mesurées, au moyen de tensomètres et de fleximètres, pour les charges de « Centurions » se déplaçant sur le pont. Pour le premier pont, le module d'élasticité instantané du béton, de 400 t/cm^2 , déterminé sur prisme au moment des essais, correspond à 1 % près à celui déterminé au moyen de la flèche de 13,2 mm mesurée au milieu d'une travée centrale, sous la charge des deux tanks de 50 t. Pour le deuxième pont, la flèche correspondante a été de 12 mm. Les mesures pour les positions excentrées des charges ont permis de déterminer la répartition transversale entre les deux poutres. La valeur du rapport entre la flèche fictive de la poutre supportant la totalité de la charge et la flèche réelle sous la charge excentrée est de 0,65 pour l'essai et de 0,73 pour le calcul théorique.

Un essai dynamique a été également exécuté à l'aide de camions roulant à des vitesses variables. La fréquence propre de 2,4 Herz calculée avec le module d'élasticité de 400 t/cm^2 correspond très bien à la valeur mesurée.

Conclusions

Notre bureau se plaît à relever l'esprit de collaboration qui a régné tout au long du chantier avec le Service fédéral des ponts et des digues, représenté par M. Rey, inspecteur fédéral, et avec le Département des travaux publics du canton de Genève, représenté par M. J. Weber, ingénieur cantonal. Nous tenons aussi à mentionner la parfaite exécution de cet ouvrage construit par les entreprises réunies Zschokke-Spinedi, sous la direction de MM. Bloch, Knoblauch et Maret, ingénieurs.

LA PRÉFABRICATION LOURDE À GENÈVE

par Jacques BOVET, ingénieur dipl. EPF-SIA¹

On entend par préfabrication lourde la fabrication, en usine ou sur le chantier, d'éléments du gros œuvre tels que murs, dalles ou façades dans lesquels sont incorporés les éléments des autres corps d'état qui, dans la construction traditionnelle, sont rapportés en général postérieurement au montage du gros œuvre. La préfabrication diffère donc essentiellement dans la mise en œuvre du béton qui n'est plus coulé à son emplacement définitif dans un coffrage, mais dans un moule soit en usine, à une distance de quelques dizaines de kilomètres, soit au pied du bâtiment sur le chantier même. Il va de soi que les méthodes de la préfabrication peuvent s'appliquer aussi bien aux bâtiments d'habitation qu'aux constructions industrielles ou encore aux travaux publics.

¹ Directeur de Béric S.A.

On traitera, toutefois, dans cet article uniquement de la préfabrication lourde d'immeubles d'habitation, et plus spécialement des réalisations de Genève.

Situation de la préfabrication lourde dans la construction de logements

La préfabrication lourde a été introduite à Genève en 1958 par l'entreprise Induni & Cie, licenciée du système Baretts.

Actuellement, au début de 1963, quatre usines ou entreprises construisent des bâtiments en préfabrication lourde. Deux des usines sont situées sur Vaud, entre Lausanne et Genève.

Le tableau n° 1 suivant montre le développement, à partir de 1958, de la construction préfabriquée.