

Les viaducs de l'échangeur de circulation d'Écublens

Autor(en): **Soutter, P. / Guisan, F.**

Objektyp: **Article**

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

Band (Jahr): **91 (1965)**

Heft 21

PDF erstellt am: **05.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-67676>

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.

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 (SVIA)
de la Section genevoise de la SIA
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'EPF (Ecole poly-
technique fédérale de Zurich)

COMITÉ DE PATRONAGE

Président: E. Martin, arch. 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.; J.-C. Ott, ing.
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.; J.-P. Vouga, arch.

CONSEIL D'ADMINISTRATION

de la Société anonyme du « Bulletin technique »
Président: D. Bonnard, ing.

Membres: Ed. Bourquin, ing.; G. Bovet, ing.; M. Bridel; J. Favre
arch.; A. Robert, ing.; J.-P. Stucky, ing.

Adresse: Avenue de la Gare 10, 1000 Lausanne

RÉDACTION

D. Bonnard, E. Schnitzler, S. Rieben, ingénieurs; M. Bevilacqua,
architecte
Rédaction et Editions de la S.A. du « Bulletin technique »
Tirés à part, renseignements
Avenue de Cour 27, 1000 Lausanne

ABONNEMENTS

| | | |
|--------------------------|-----------------|-------------------|
| 1 an | Suisse Fr. 40.— | Etranger Fr. 44.— |
| Sociétaires | » » 33.— | |
| Prix du numéro | » » 2.— | » » 2.50 |

Chèques postaux: « Bulletin technique de la Suisse romande »,
N° 10 - 5775, Lausanne

Adresser toutes communications concernant abonnement, vente au
numéro, changement d'adresse, expédition, etc., à: Imprimerie
La Concorde, Terreaux 29, 1000 Lausanne

ANNONCES

| | |
|---------------------|-----------|
| Tarif des annonces: | |
| 1/1 page | Fr. 385.— |
| 1/2 » | » 200.— |
| 1/4 » | » 102.— |
| 1/8 » | » 52.— |

Adresse: Annonces Suisses S.A.
Place Bel-Air 2. Tél. (021) 22 33 26. 1000 Lausanne et succursales



SOMMAIRE

Les viaducs de l'échangeur de circulation d'Ecublens, par MM. P. Soutter, Zurich, et F. Guisan, Lausanne.
Le renforcement des fondations du pont du Mont-Blanc, à Genève, par R. Maret.
Bibliographie. — Divers. — Les congrès. — Société suisse des ingénieurs et des architectes.
Documentation générale. — Nouveautés, informations diverses.

LES VIADUCS DE L'ÉCHANGEUR DE CIRCULATION D'ÉCUBLENS

par MM. P. SOUTTER, associé du Bureau Soutter & Schalcher, Zurich
et F. GUISAN, associé du Bureau Bonnard & Gardel, Lausanne

I. Généralités

L'autoroute Genève-Lausanne se terminant à Lausanne par une pénétrante au carrefour de la Maladière, il a fallu assurer, quelques kilomètres avant ce carrefour, sa liaison avec l'autoroute Lausanne-Berne, qui comprend elle-même, à environ 5 km au nord de l'échangeur, la jonction avec l'autoroute Villeneuve-Valais (voir fig. 1 et 2).

En venant du nord vers l'échangeur, l'autoroute Berne-Lausanne franchit un marais récemment remblayé puis la route cantonale 151, et se sépare en trois viaducs au-dessus de la tranchée des voies CFF Lausanne-Neuchâtel et Lausanne-Genève. Plus au sud, les viaducs des quatre pistes constituant l'échangeur comprennent quelques travées qui sont prolongées par des rampes en remblais. Le viaduc de la piste Berne-Lausanne, plus long, ne se termine qu'après avoir passé au-dessus de l'autoroute Genève-Lausanne. Cette autoroute est du reste enjambée au même endroit au niveau intermédiaire par la part de la rampe Genève-Berne, ce qui donne un croisement à trois niveaux. Enfin, les ouvrages traversent encore le cours de la Sorge puis un chemin vicinal ainsi que les dépôts d'une importante

entreprise de construction. Ce ne sont toutefois pas seulement ces traversées qui ont nécessité la construction de viaducs aussi importants, mais encore la nature des terrains hétérogènes et de mauvaise qualité qui rendait difficile l'aménagement de remblais de grande hauteur.

II. Sujétions de l'échangeur

Les viaducs de l'échangeur devaient de prime abord satisfaire à toute une série de conditions.

Les pentes ne devaient pas dépasser 5 % et les hauteurs d'espace libre, sur l'axe des voies CFF et des routes traversées, devaient être respectées. D'autre part, il fallait prévoir pour le futur un élargissement de la route cantonale 151 ainsi que d'importantes transformations des lignes CFF: ripage des voies existantes et création d'une nouvelle voie devant desservir la gare de triage de Denges en construction. Enfin, les viaducs passent sur les voies CFF, la route cantonale 151 et au-dessus de plusieurs bâtiments de faible hauteur. La disposition des palées devait autant que possible éviter des conflits avec ces constructions.

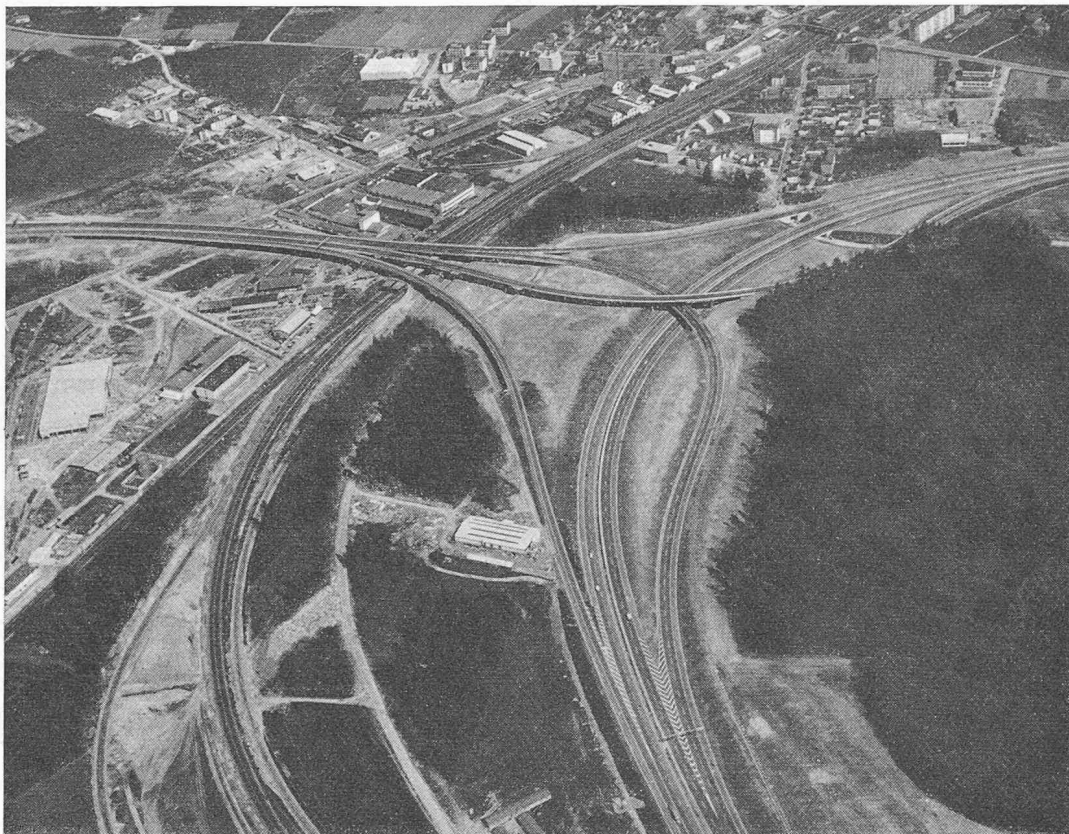


Fig. 1. — Vue aérienne de l'échangeur.

Une étude particulière a été exécutée pour déterminer la hauteur de l'ouvrage à partir de laquelle le remblai était plus économique que le viaduc. Les déblais excavés sur place ne permettant pas leur réutilisation pour les remblais, les matériaux nécessaires ont dû être prélevés dans d'autres zones voisines de l'ouvrage. Les études préalables ont établi que le remblai était plus économique que le viaduc lorsque sa hauteur ne dépassait pas 6,3 m pour les rampes à une voie pour un sol de fondation qualifié de bon, et 10,20 m pour les rampes à deux et trois voies pour un sol de fondation qualifié de moyen pour les conditions locales.

III. Avant-projet — Conception générale

L'échangeur d'Ecublens est situé dans une zone industrielle en plein développement à proximité immédiate de Lausanne. Les études d'avant-projet ont dû tenir compte d'une manière particulière de l'esthétique de l'ouvrage. Il est certain que des transformations urbanistiques considérables modifieront d'une manière radicale les conditions existantes. Il était donc indispensable de prévoir un ouvrage dont la qualité devra correspondre à la valorisation considérable de cette zone industrielle, étant donné l'extension rapide de l'agglomération de Renens. L'échangeur d'Ecublens, grâce à ses formes et ses dimensions, est devenu un des facteurs essentiels déterminant le caractère architectural de toute la région.

L'ouvrage est parfaitement visible du quartier résidentiel situé au nord de Renens. Enfin, il est à prévoir que la zone déboisée sera remise en valeur soit comme zone industrielle, soit comme zone de verdure. Il va

sans dire qu'il s'agit là d'une question de mesure et que les facteurs esthétiques et économiques conditionnant l'ouvrage ont dû être jugés à leur juste valeur. En particulier, le rapport souvent fort délicat entre la portée et la hauteur du tablier résulte de toute une série d'études effectuées en vue d'obtenir une synthèse aussi favorable que possible des facteurs constructifs, économiques et esthétiques.

Les portées sont imposées en fait par le franchissement des voies CFF, de la route cantonale 151, de l'artère 30 et de l'autoroute Lausanne-Genève par les rampes Berne-Lausanne et Genève-Berne. La solution adoptée tend à intégrer ces portées différentes aussi harmonieusement que possible dans une solution d'ensemble satisfaisante.

Différentes solutions ont été étudiées quant au tablier, aux palées et aux culées. La préférence a été donnée à un tablier en caisson fermé offrant un jeu simple des surfaces et permettant des raccords faciles entre les rampes de différentes largeurs, ce qui n'aurait pas été le cas par exemple avec des sommiers visibles. Enfin, les palées ont été étudiées dans le sens de la simplicité et de la légèreté des formes, en cherchant à éviter l'effet d'une forêt de poteaux, ce qui aurait été le cas par exemple en adoptant deux ou trois colonnes à chaque appui au lieu d'une palée massive.

La hauteur du caisson de 1,70 m correspond à un rapport moyen $\frac{h}{l}$ d'environ $\frac{1}{20}$, ce qui permet un dimensionnement favorable des câbles de précontrainte. L'épaisseur de 40 cm des parois du caisson permet le passage des gaines des câbles et leur bétonnage convenable, tout en donnant une sécurité suffisante aux efforts

de cisaillement. Une étude comparative effectuée avec plusieurs hauteurs de caisson comprises entre 1,60 m et 2,20 m a prouvé que pour les portées en question le coût par mètre carré de pont ne varie pratiquement pas. Les raisons esthétiques plaident, sans doute possible dans ce cas, pour une hauteur relativement faible du caisson.

IV. Système statique

L'ouvrage est divisé en tronçons dont la longueur varie de 101,5 à 253,0 m. Cette division correspond le mieux possible à la géométrie de l'ouvrage tout en limitant les déformations longitudinales à des valeurs raisonnables. Chaque tronçon comprend un nombre impair de portées variant de trois à sept, constituant des poutres continues, dont les deux palées au centre sont fixes pour absorber les efforts longitudinaux, et toutes les autres palées articulées comme appuis pendules.

La précontrainte longitudinale est réalisée par des câbles continus de 170, 270 et 340 t, système VSL, et correspond à une compression de 50 kg/cm² répartie sur toute la section. En règle générale, on a disposé quatre câbles par nervure. Des câbles intermédiaires complètent cette précontrainte dans les travées centrales. Les plus longs câbles atteignent 250 m, représentant un poids de 6 t. Les pertes de frottement ont été en moyenne conformes aux valeurs admises, soit $\mu = 0,22$ et $K = 0,10 \%$. Sur le pont 1b, l'intérieur des gaines

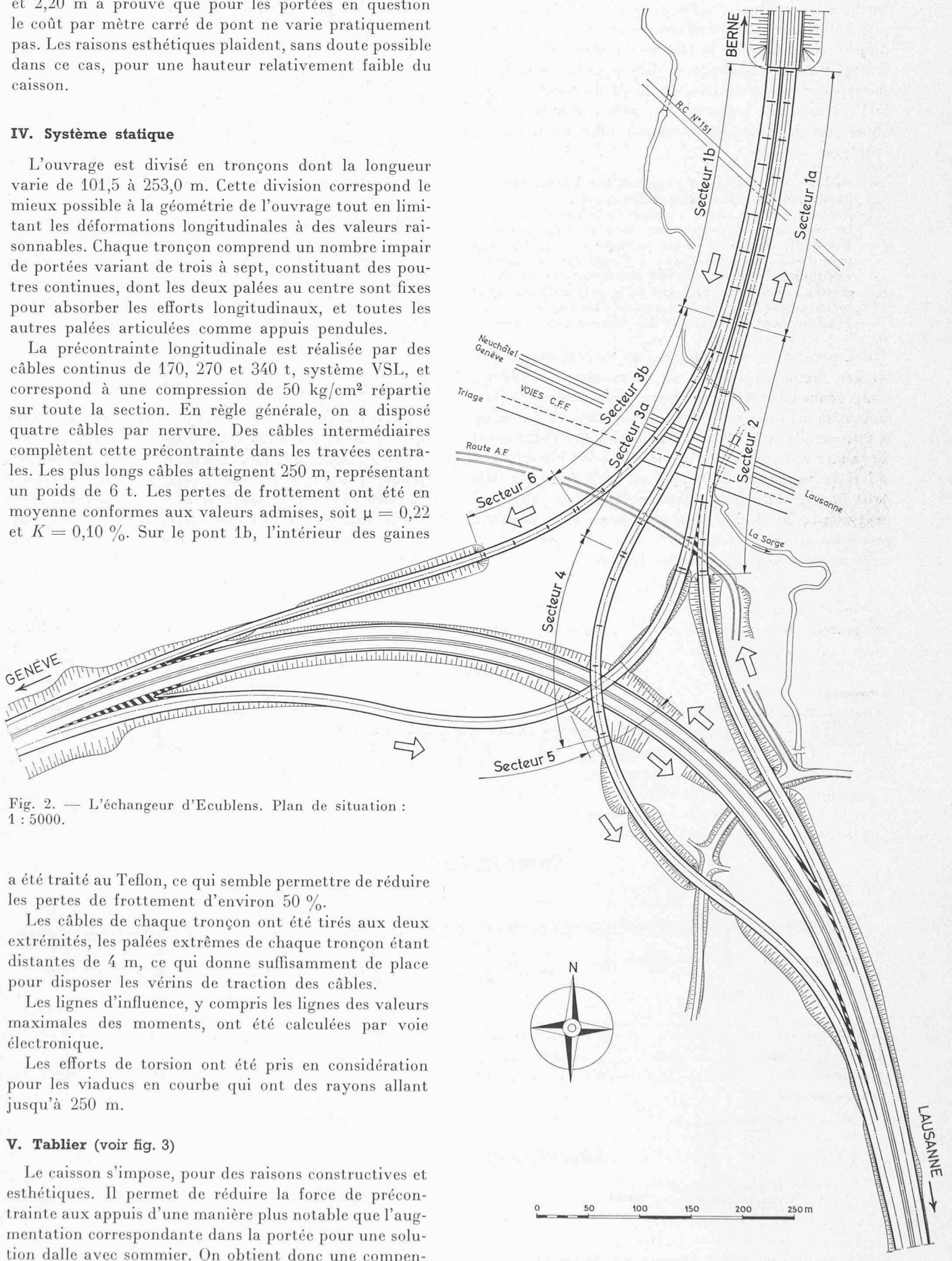


Fig. 2. — L'échangeur d'Ecublens. Plan de situation : 1 : 5000.

a été traité au Teflon, ce qui semble permettre de réduire les pertes de frottement d'environ 50 %.

Les câbles de chaque tronçon ont été tirés aux deux extrémités, les palées extrêmes de chaque tronçon étant distantes de 4 m, ce qui donne suffisamment de place pour disposer les vérins de traction des câbles.

Les lignes d'influence, y compris les lignes des valeurs maximales des moments, ont été calculées par voie électronique.

Les efforts de torsion ont été pris en considération pour les viaducs en courbe qui ont des rayons allant jusqu'à 250 m.

V. Tablier (voir fig. 3)

Le caisson s'impose, pour des raisons constructives et esthétiques. Il permet de réduire la force de précontrainte aux appuis d'une manière plus notable que l'augmentation correspondante dans la portée pour une solution dalle avec sommier. On obtient donc une compen-

sation partielle du coût de la dalle inférieure par une réduction de la force de précontrainte. D'autre part, la courbure des rampes d'accès avec un rayon allant jusqu'à 250 m provoque des efforts de torsion que le caisson absorbe de la manière la plus rationnelle.

A résistance équivalente, la dalle avec sommier exige un raidissement par entretoises, ce qui augmente le coût de l'ouvrage sans apporter les mêmes avantages statiques que le caisson. Le caisson offre en outre les avantages suivants :

- Réduction des surfaces exposées aux intempéries, en particulier réduction du nombre d'arêtes.
- Protection de la partie centrale de la chaussée contre les variations de température sous la dalle (verglas).
- Possibilité de placer et de protéger les canalisations pour l'évacuation des eaux à l'intérieur du caisson.
- Possibilité de faire varier les épaisseurs des parois du caisson suivant les exigences de la précontrainte, sans inconvénient pour l'esthétique de l'ouvrage.
- Facilités pour les raccords des rampes entre elles.

Il est certain que le caisson, ne variant que par sa largeur, donne dans le cas de l'échangeur d'Ecublens, comprenant un système de rampes qui semblent s'entrecroiser, la solution esthétique d'ensemble de beaucoup la plus simple et la plus favorable. Les encorbellements du tablier ont partout la même longueur. En principe, la largeur supérieure de la palée est égale aux deux tiers de la largeur du caisson correspondant. Les palées ont un fruit de 20 : 1. La dalle supérieure du caisson est précontrainte transversalement avec des câbles Freyssinet de 65 t disposés tous les 1,30 m.

VI. Poutres continues

Les portées varient entre 36 m ($\frac{h}{l} = \frac{1}{21}$) et 50 m ($\frac{h}{l} = \frac{1}{30}$) sur la route cantonale 151. La longueur des sept poutres continues de trois à sept portées varie de 101,5 m pour la plus courte à 253,0 m pour la plus longue. Le caisson est double ou simple suivant la largeur, variable, du tablier. Des entretoises précontraintes avec des câbles de 100 t et 135 t assurent la rigidité transversale au-dessus des palées et facilitent l'ancrage des câbles longitudinaux de précontrainte. Tous les câbles ont été tendus en trois étapes, soit 30 % trois jours après le bétonnage des voussoirs, 60 % après quinze jours et 100 % après vingt-huit jours. Après la mise en tension à 60 % d'un secteur, celui-ci a été décentré, ce qui a permis la réutilisation des coffrages et étaiyages sur un autre secteur.

VII. Palées et articulations en béton (voir fig. 4)

Dans chaque tronçon, seules les deux palées médianes sont encadrées à leurs deux extrémités pour absorber les efforts longitudinaux. Toutes les autres palées comprennent des articulations à leurs extrémités inférieure et supérieure. Après avoir examiné les différents types d'articulations : métallique, plomb, teflon, etc., des articulations en béton furent choisies pour les raisons suivantes :

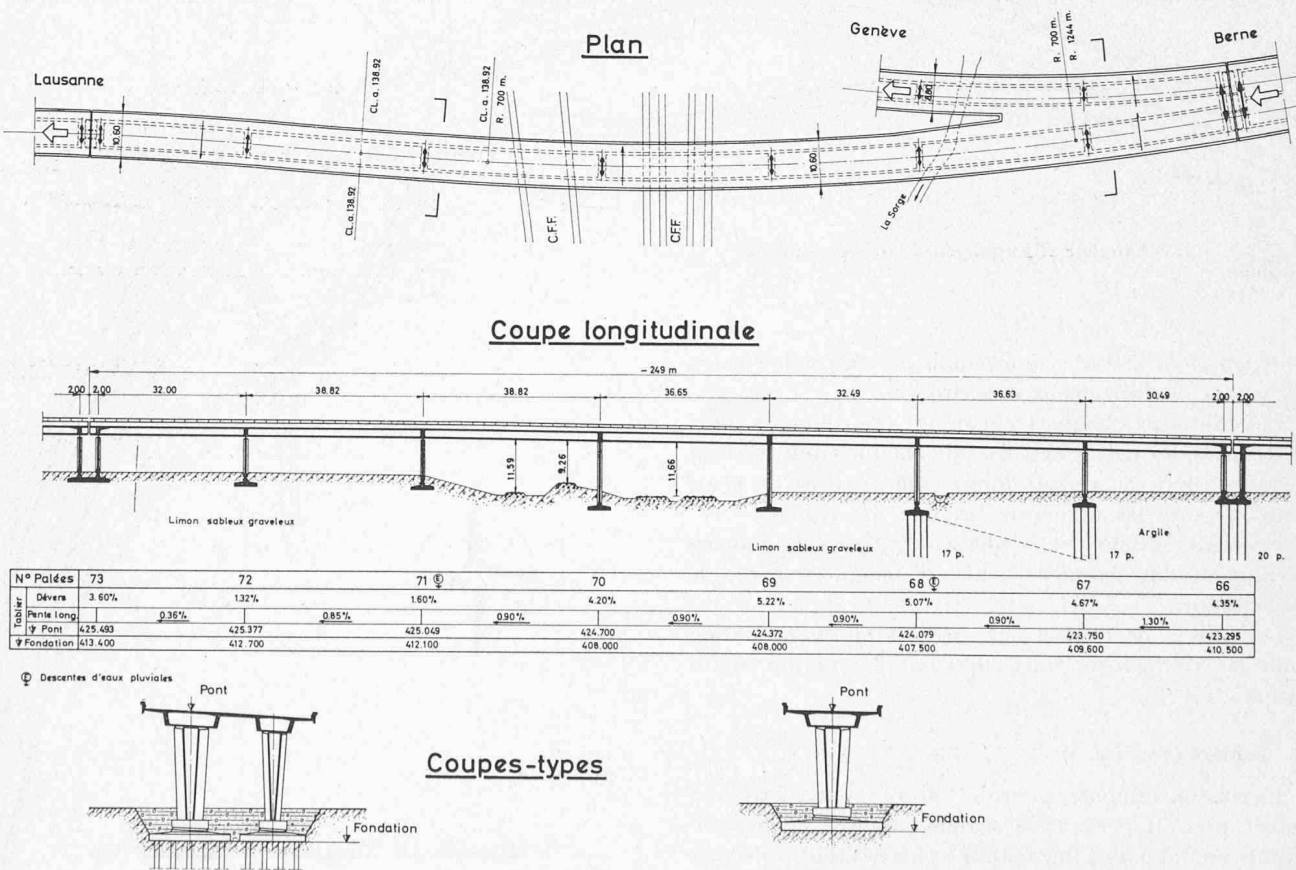


Fig. 3. — Plan et coupes des ouvrages du secteur 3a.

- unité de conception, les articulations étant conçues avec les mêmes matériaux et selon les mêmes principes que la construction des viaducs de l'échangeur ;
- économie notable des frais d'exécution ;
- simplicité d'exécution sur place dans la position définitive ;
- réduction des pertes de précontrainte, étant donné la faible résistance des palées pendules ;
- pas de frais d'entretien.

Des essais ont été effectués au Laboratoire fédéral d'essais des matériaux (LFEM) pour déterminer :

1. La rotation admissible de l'articulation.
2. Le rétrécissement et la forme la plus favorable de l'articulation.
3. Les contraintes admissibles dans l'articulation.
4. Les avantages et la disposition d'une armature à travers l'articulation.
5. La disposition de l'armature de répartition (d'après Guyon $Z = 0,18 P$).

Les essais ont été effectués avec des poutres armées et précontraintes comprenant deux articulations de dimensions correspondantes à celles de la construction, le rétrécissement de la section de l'articulation étant de 30 à 10 cm, c'est-à-dire un tiers, et pour une portée spéciale de 30 à 6 cm, c'est-à-dire un cinquième. Il est bien connu que, pour les articulations en béton, la rotation provoque de beaucoup les tensions les plus fortes. L'essentiel n'est pas de réduire au minimum les tensions de compression dues aux charges du tablier, mais de réaliser le rétrécissement maximal, c'est-à-dire la largeur minimale possible de l'articulation. La rotation de l'articulation due à l'inclinaison de la pile pendule est provoquée par :

- a) le retrait, le fluage et la précontrainte ;
- b) les changements de température.

Les inclinaisons des palées et les rotations maximales des articulations dues au retrait, au fluage et à la précontrainte, n'entrent qu'une seule fois en considération dans le temps. Par contre, les variations de température par rapport à celle du jour du bétonnage peuvent se reproduire en tout temps. On doit donc superposer l'effort d'une rotation de base unique (a) à l'effort d'une rotation alternée (b). On a donc, dans la construction, prévu d'éliminer les rotations dues aux premières causes en inclinant d'une manière adéquate les palées avant de bétonner le tablier. Il est possible de cette façon d'éliminer l'influence du retrait, du fluage et de la précontrainte sur les articulations. Pour les essais, étant donné que les variations de longueur causées par les changements de température n'entrent que lentement en action et relativement peu souvent, il a semblé suffisant de faire subir aux articulations un nombre de 100 rotations en deux heures environ, et pour des valeurs maximales de 2 à 3 %.

La force de compression dans l'articulation est due essentiellement au poids propre, qui est grand par rapport aux charges accidentelles. On peut donc admettre que cette force est pratiquement constante. Pour obtenir quand même quelques indications sur l'influence de la force de compression dans l'articulation, les essais ont été effectués pour trois cas de charge différente (voir *Schweizerische Bauzeitung*, Heft 40, 1. Oktober 1964).

Sur la base de ces essais, les articulations ont été dimensionnées de la façon suivante :

| | |
|---|---------------------------------------|
| Rotation maximale | 1 % |
| Charge permanente | $\sigma_{\max} = 150 \text{ kg/cm}^2$ |
| Charge permanente et surcharges | $\sigma_{\max} = 200 \text{ kg/cm}^2$ |
| Charge permanente, surcharges en position défavorable et vent | $\sigma_{\max} = 300 \text{ kg/cm}^2$ |

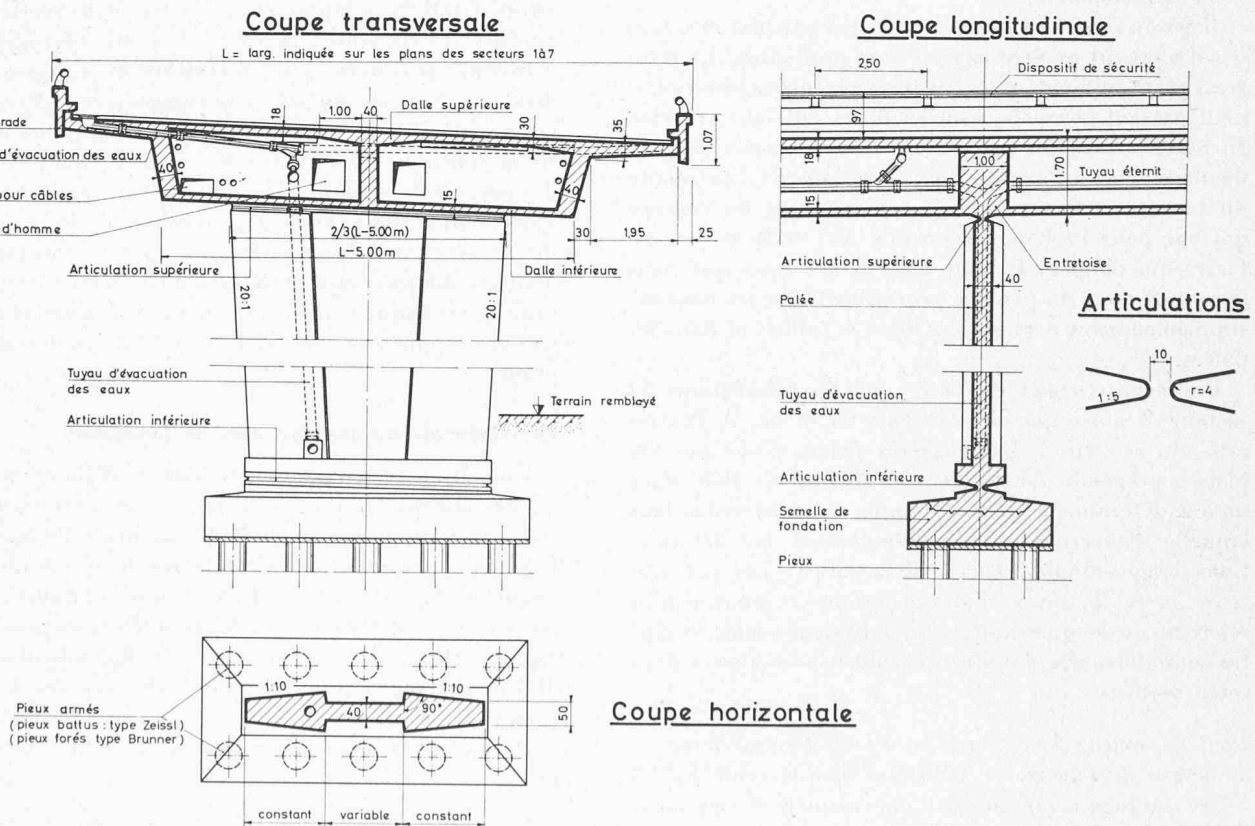


Fig. 4. — Coupes types d'une palée articulée.

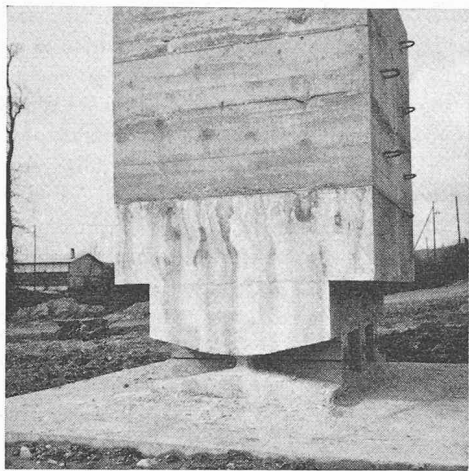


Fig. 5. — Détail d'une articulation d'essai.

Les essais ont démontré, dans notre cas particulier, qu'il était nécessaire de prévoir un rayon de l'articulation de 4 cm et une inclinaison des faces de 1 : 5 et, ce qui est très important, de conserver le rayon de 4 cm sur tout le pourtour de l'articulation.

Enfin, avant de passer à la réalisation, on a procédé encore à des essais sur le chantier même (voir fig. 5).

De cette façon, on peut être sûr que les fissures momentanées du béton ne dépassent pas 0,2 mm, ce qui est du reste admis dans toute construction en béton armé. Les articulations supérieures des palées (voir fig. 6) sont restées sans aucune protection, du reste nullement nécessaire, tandis que les articulations inférieures dans le sol ont été enduites d'un produit imperméable Gomatit, entourées d'une murette de protection, le vide ainsi formé étant injecté avec une matière imperméable à l'eau (Grisomousse).

Il est du reste certain que même les articulations dans le sol auraient pu être laissées sans protection, les rotations étant minimes et les fissures éventuelles provisoires ne dépassant pas celles usuelles dans toute construction en béton armé. Les palées sont toutes placées perpendiculairement à l'axe du pont, sauf celles à l'extrémité du secteur 2. Il a été démontré que dans les courbes qui ont pour l'échangeur jusqu'à 250 m de rayon, les forces qui obligent le pont à ne se déformer que dans le sens de l'axe du pont ne provoquent que des tensions supplémentaires négligeables dans le tablier et dans les palées.

Un cas particulier est donné par les bifurcations du secteur 2 ainsi que des secteurs 3a et 3b. A l'extrémité du secteur 2, les dernières palées n'ont pas été placées perpendiculairement à l'axe du pont, mais dans un axe déterminé en tenant compte de la direction dans laquelle s'effectuent vraisemblablement les déformations longitudinales. Quant à la bifurcation des secteurs 3a et 3b, on a d'abord bétonné et précontraint séparément chaque rampe puis, ultérieurement, la partie commune, afin d'éviter des efforts secondaires dans cette dernière.

Pont du secteur 5 de la rampe d'accès Genève-Berne au-dessus de l'autoroute Lausanne-Genève (voir fig. 9)

Cet ouvrage a été conçu d'une manière entièrement différente des viaducs de l'échangeur, afin de donner un contraste nécessaire avec le viaduc du secteur 4 qui

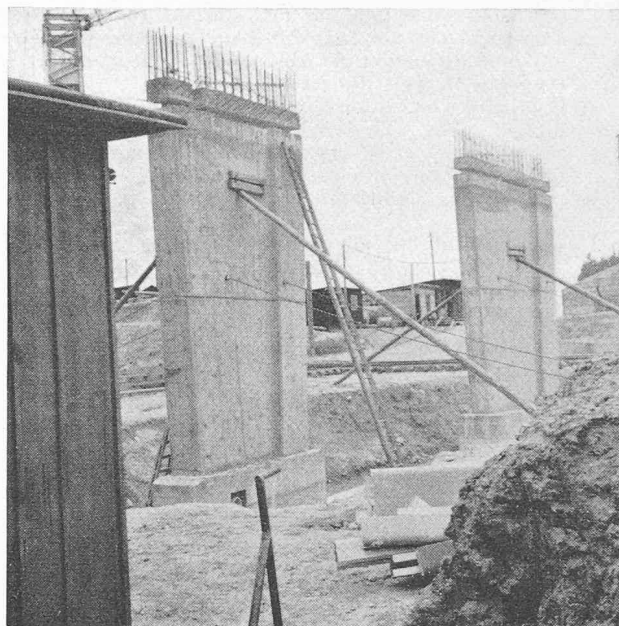


Fig. 6. — Palées articulées 67 et 87.

l'enjambe. Le pont du secteur 5 est constitué par une dalle massive dont l'épaisseur varie de 65 à 120 cm sur appuis triangulaires. L'élançement de la dalle est donc de $\frac{1}{58}$. La précontrainte longitudinale a été réalisée par 39 câbles de 170 t, ce qui équivaut à une précontrainte totale de 6600 t.

VIII. Couvre-joints

Les couvre-joints des viaducs sont constitués par des joints DEMAG adaptés spécialement à la section des viaducs d'Ecublens. En effet, il a été nécessaire de construire le couvre-joint de manière qu'il puisse prendre place dans les parties de la chaussée comprises dans les encorbellements. Les joints forment toujours la partie la plus délicate d'un ouvrage et il convient toujours de prévoir le couvre-joint donnant le maximum de sécurité aux infiltrations. Le jeu maximal des joints est de 20 cm. Pour le pont 5 avec appuis triangulaires, dont les dilatations sont notablement inférieures, on a utilisé, de chaque côté entre le pont et la dalle de répartition, un joint système RUB avec trois bandes de néoprène.

IX. Caractéristiques des sols de fondation

Une étude géologique préalable a d'abord montré quelles étaient l'origine et la nature des matériaux qui seraient rencontrés lors de l'édification de l'échangeur. D'emblée cependant (et c'est la raison qui a obligé à renoncer, dans certains secteurs, à une construction sur remblais), il est apparu que des problèmes se poseraient rapidement du fait de la grande complexité des sols, de leur hétérogénéité et des variations rapides de leurs caractéristiques.

De façon sommaire, l'on peut décrire ainsi les différents sols rencontrés :

La moraine de fond, qui n'affleure pas dans la zone de l'échangeur, mais est partout sous-jacente à une profondeur de 5 à 25 m ; c'est un bon terrain de fondation quand elle

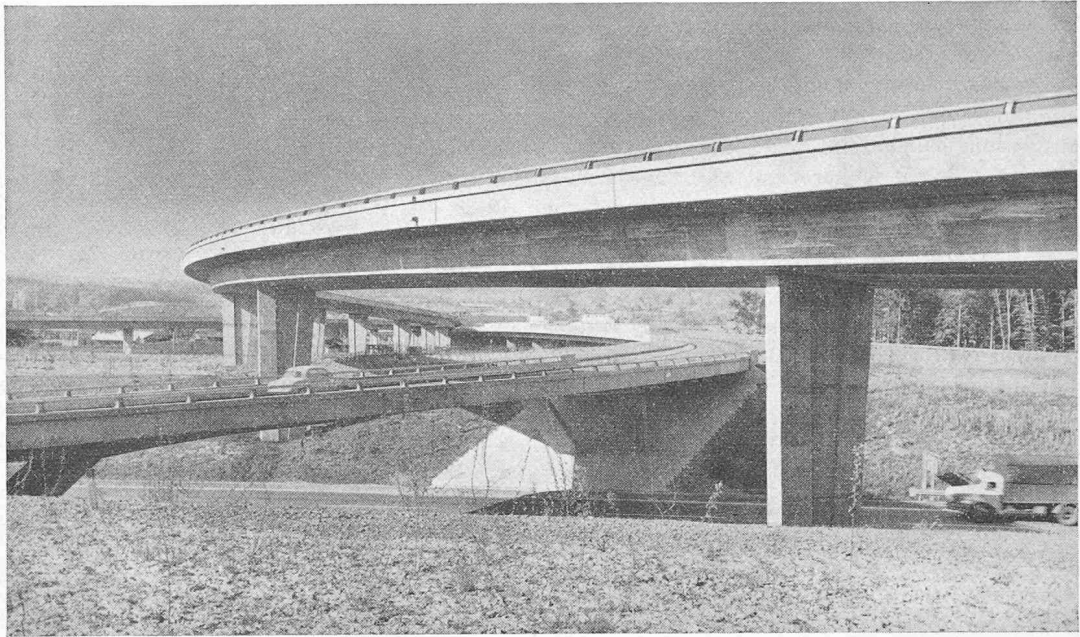


Fig. 9. — Vue d'ensemble de la partie sud des ouvrages ; au premier plan, au-dessus de l'autoroute, le pont-dalle n° 5.

est sèche, mais qui se transforme en une pâte glissante et collante dès que sa teneur en eau dépasse certaines limites.

La moraine latérale, qui se trouve sur la majeure partie du terrain considéré. Elle comporte des matériaux plus grossiers, mais, sur sa face intérieure, présente un manteau de 2 à 3 m d'épaisseur de limon qui peut devenir fluent s'il est le siège d'une circulation d'eau. En outre, en certains endroits, les matériaux grossiers ont recouvert les couches d'argile formées antérieurement, puis ont eux-mêmes été recouverts de glaises.

Formations périglaciaires. Les nombreux petits lacs qui se formaient à l'époque glaciaire ont été remplis par des sédiments limoneux ou argileux. Ces argiles, lorsqu'elles sont humides, deviennent molles, fluentes et compressibles. A certains endroits, elles peuvent dépasser 15 m d'épaisseur et contenir des débris végétaux.

Terrains postglaciaires et actuels. Enfin, l'échangeur traverse des zones recouvertes d'un manteau de limon ou d'argiles, des épaisseurs de terre végétale argileuse relativement fortes (1,5 m) et d'anciens marais.

Les trois pistes orientales, au sud des voies CFF, sont en majeure partie fondées sur la moraine latérale ; seul un réseau de drainage efficace était à prévoir dans certains cas. Au nord des voies CFF, ainsi que pour la piste Berne-Genève, par contre, les conditions de fondations sont complexes et délicates ; en outre, la nappe phréatique se trouve à très faible profondeur.

Du point de vue hydrologique, il faut noter que les terrains rencontrés, sauf dans les graviers et limons, sont généralement très peu perméables et que la circulation des eaux y est très faible. Le petit cours d'eau de la Sorge n'assure un drainage que sur une zone relativement étroite.

Des échantillons prélevés dans plus de 50 sondages ont été examinés au Laboratoire de géotechnique de l'EPUL, qui a effectué des déterminations des limites d'Atterberg, des compositions granulométriques, des essais de cisaillement et de compressibilité à l'appareil œdométrique.

Dans les échantillons, la densité apparente variait entre 1,99 et 2,35 ; la teneur en eau entre 10,3 et 17,9 % et le volume des vides entre 0 et 15 %.

L'ensemble des résultats de ces essais et des prospections a été très utile pour la mise au point du projet ;

mais, devant la très grande hétérogénéité des sols qu'ils mettaient en évidence, et vu les délais extrêmement courts à disposition, il a été nécessaire de décider, pendant l'exécution même des ouvrages de fondation, de certaines dispositions à prendre localement.

X. Types des fondations

Fondations sur semelles. Tous les appuis situés au sud des voies CFF, ainsi que, pour chacune des pistes, le premier appui au nord de ces dernières, ont été fondés sur des semelles. Les contraintes admissibles sur le sol ont été fixées après calcul des charges critiques et des charges de poinçonnement, et calcul du tassement pour chacune des fondations séparément. Les contraintes ont été limitées aux valeurs suivantes (variables suivant les fondations) :

$$\begin{aligned} \sigma \text{ moyen pour poids propre} &: \text{de } 1,2 \text{ à } 2,3 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma \text{ réel moyen pour poids propre} &+ \text{ surcharge} \\ &\text{de } 1,5 \text{ à } 2,9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

ce qui conduit à des semelles d'une surface atteignant jusqu'à 70 m², des précautions ayant été prises pour assurer un bon drainage, là où c'était nécessaire.

Les fondations des culées supportent également la palée articulée d'extrémité.

Fondations sur pieux. Au nord des voies CFF, tous les appuis, sauf ceux situés au bord de ces dernières, ont été fondés sur 414 pieux au total. Deux types de pieux ont été utilisés, d'une part pour permettre une meilleure adaptation aux conditions locales des sols, et d'autre part pour permettre un certain raccourcissement des délais.

Les pieux forés sont au nombre de 257, tous situés dans la partie nord de l'ouvrage ; d'un diamètre de 50 cm, ils sont soumis à des charges permanentes variant de 45 tonnes à 85 tonnes suivant les endroits (soit 60 à 105 tonnes en faisant intervenir les surcharges). La longueur des pieux, qui a été fixée pour chaque fondation sur la base des sondages de reconnaissance préa-

lables ainsi que de l'examen des matériaux d'excavation, varie de 15 à 20 m.

Les pieux battus, moulés dans le sol (système Zeissl), au nombre de 157, ont également un diamètre de 50 cm et une longueur variant de 15 à 20 m, et ont été utilisés plus au sud, particulièrement aux abords de la Sorge. Ils sont soumis à des charges permanentes de 40 à 60 tonnes (soit 50 à 75 tonnes avec surcharges).

Tous les pieux ont été réalisés en béton CP 300 ; leur écartement est de 1,50 m au minimum, et ils supportent les palées et les culées nord par l'intermédiaire d'une semelle en béton armé d'une épaisseur de 1,00 à 1,20 m.

XI. Travaux d'exécution (voir fig. 7)

Le programme envisagé pour les travaux présentait des délais extrêmement courts ; il était même initialement prévu que les pistes Lausanne-Berne devraient être prêtes assez tôt pour permettre le passage des lourds transports nécessités par les mouvements de terre entre le début de l'aménagement de l'autoroute de contournement de Lausanne et l'autoroute Lausanne-Genève. Ce désir n'a cependant pas pu être exaucé, car des retards initiaux relativement importants ont été causés par l'augmentation du programme de battage des pieux, lui-même entraîné par les résultats des premiers battages. Par la suite, et malgré les difficultés du recrutement de la main-d'œuvre qualifiée, les entrepreneurs ont pu terminer à la date voulue.

Pour atteindre ce résultat, diverses mesures ont dû être prises. C'est ainsi que le chantier disposait de deux centrales de fabrication du béton : d'une part, dans la

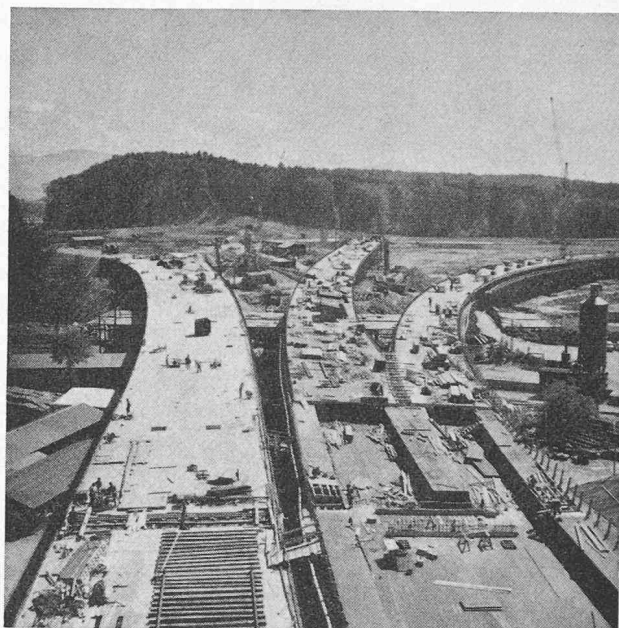


Fig. 7. — Etat des travaux en juin 1963 ; à gauche, piste Lausanne-Berne et Genève-Berne ; à droite, séparation des pistes Berne-Lausanne et Berne-Genève.

partie sud, le béton était fabriqué dans une installation spécialement montée pour le chantier, et d'autre part, pour la partie nord, il a été fait appel à la production d'une centrale installée à proximité.

En ce qui concerne le support des coffrages, et étant donné la nécessité de précontraindre chaque secteur d'un seul tenant, ce qui imposait l'utilisation de câbles

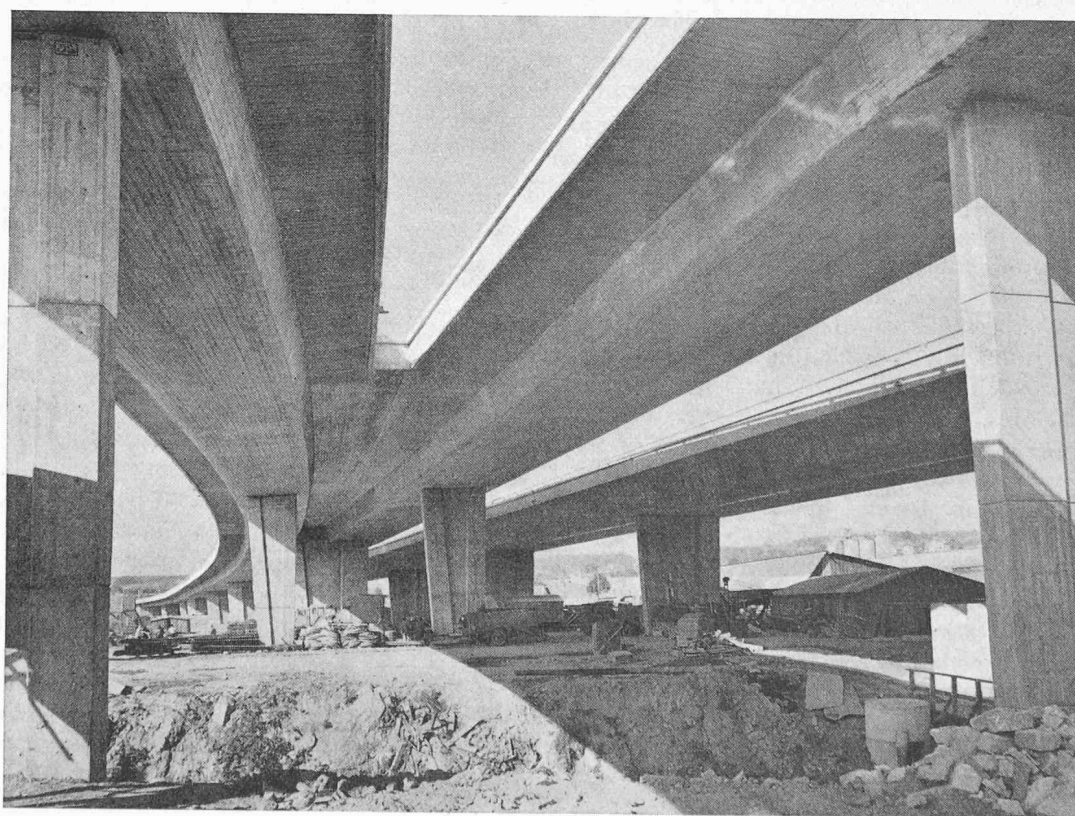


Fig. 8. — Bifurcation des pistes Berne-Genève et Berne-Lausanne à droite, pistes réunies Lausanne-Berne et Genève-Berne.

d'une longueur équivalente, il était indispensable de construire les échafaudages en une fois, au moins sur un secteur complet. La réutilisation n'était possible que d'un secteur à l'autre. D'autre part, les délais d'exécution étant extrêmement courts, étant donné que l'autoroute devait être terminée avant l'ouverture de l'Exposition nationale, la réutilisation des échafaudages n'a pu être réalisée que partiellement. L'entrepreneur a proposé une solution qui s'est révélée très rationnelle. Les échafaudages sont composés de poutres en treillis en bois de 8, 10 et 12 m de longueur, de même hauteur, portées par des appuis pendules, ce qui a notablement simplifié l'exécution des fondations des échafaudages. Chaque appui, également en bois, est muni à la base de coins métalliques permettant en tout temps de compenser un tassement éventuel. Les poutres en treillis reposent à leurs extrémités sur ces appuis pendules. Cette conception a l'avantage de réduire au minimum la résistance de l'échafaudage lors de la précontrainte. La fabrication en série des poutres en treillis en bois offre certainement des avantages pour la rapidité d'exécution et de montage et donne des possibilités de réutilisation même ultérieurement pour d'autres ouvrages. La rigidité a été excellente et aucune flexion ou déformation notable n'a été constatée. Les échafaudages ont dû tenir compte des courbes et des devers, ce qui n'a pas simplifié la tâche de leur exécutant. Des coins en bois placés sous l'appui des poutres en treillis ont facilité

cette adaptation, complétée, cela va sans dire, par un platelage adéquat.

L'esthétique, en général, dont il a été question plus haut, n'a pas été négligée dans le détail non plus ; des études préalables ont été faites pour déterminer le sens le plus favorable des lames des coffrages en bois, ainsi que leur longueur. On a ainsi réussi à obtenir des éléments d'une grande régularité et d'une grande simplicité (voir fig. 8).

Les bordures des chaussées ont été bétonnées après coup, par éléments de 2,50 m de longueur. Pour raccourcir encore les délais, on a fait usage d'une série de coffrages métalliques et d'un durcissement accéléré par de la vapeur d'eau ; on a ainsi pu obtenir un cycle complet : coffrage-bétonnage-décoffrage en vingt-quatre heures. Ces bordures supportent enfin une filière en tube de métal léger de fort diamètre.

Les travaux de construction des ponts proprement dits ont été confiés à l'entreprise Losinger & Co S.A., sauf le pont-dalle intermédiaire, qui a été exécuté par l'entreprise Walö-Bertschinger. La mise en place des pieux a été répartie entre les entreprises Brunner et Losinger & Co. S.A.

Pour terminer, nous pensons utile de relever que le Bureau de construction des autoroutes vaudoises n'a pas craint de faire exécuter une œuvre de grande envergure, dans un style qui s'intégrera sans doute dans la banlieue lausannoise de façon agréable.

Lausanne, le 31 mai 1965.

LE RENFORCEMENT DES FONDATIONS DU PONT DU MONT-BLANC, À GENÈVE TRAVAIL EXÉCUTÉ PAR LES « HOMMES-GRENOUILLES »

par R. MARET

Introduction

À l'heure actuelle, il ne se passe pas un jour sans que la presse, qu'elle soit écrite, parlée ou télévisée, signale les interventions modestes ou spectaculaires des plongeurs autonomes ou « hommes-grenouilles ».

La fréquence de ces mentions est naturellement fonction du nombre d'actions menées par ces spécialistes du travail subaquatique.

En effet, le développement constant enregistré dans le domaine de la plongée durant et depuis la dernière guerre mondiale a permis de confier aux plongeurs actuels des missions variées jusqu'ici interdites à leurs prédécesseurs, les scaphandriers lourds.

Signalons, comme avantages principaux offerts par les équipements modernes, leur légèreté et leur souplesse permettant une grande aisance de déplacement et de travail dans le milieu aquatique. De même les appareils respiratoires légers, permettant au plongeur d'emporter avec lui sa réserve d'air, le rendent ainsi autonome et non dépendant d'une équipe de surface.

Ces derniers avantages ont naturellement été mis à profit par les entrepreneurs de travaux hydrauliques et ont permis de mener à bien des travaux dont la réali-

sation, certes possible à l'aide d'autres méthodes, aurait cependant été d'un coût plus élevé.

Les quelques lignes qui suivent décrivent la réalisation d'un ouvrage où l'intervention des plongeurs s'est avérée très efficace.

Renforcement des fondations du pont du Mont-Blanc, à Genève¹

Lorsque le Rhône quitte le lac Léman pour reprendre son cours en direction de la mer, le premier ouvrage qu'il rencontre en traversant Genève est le pont du Mont-Blanc.

Long de 250 mètres entre joints de dilatation, cet ouvrage métallique repose sur onze piles et deux culées (situation sur figure 1).

Construit en 1861, sa largeur initiale de 16,0 m assurait au trafic de l'époque une fluidité que lui envie-

¹ Maître de l'œuvre : Département des travaux publics du canton de Genève, Service des ponts et chaussées.
Ingénieur mandaté : Bureau d'ingénieurs Pierre Tremblet, Genève.
Entreprise adjudicataire des travaux de renforcement des fondations : Société anonyme Conrad ZSCHOKKE, Genève.