Le viaduc de la Lorraine de la nouvelle ligne Berne-Wilerfeld des Chemins de fer fédéraux

Autor(en): **Bühler, Ad.**

Objekttyp: **Article**

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

Band (Jahr): **67 (1941)**

Heft 14

PDF erstellt am: **04.06.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-51335

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

67e année 12 juillet 1941 N° 14

BULLETIN TECHNIQUE
DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

ABONNEMENTS :
Suisse : 1 an, 13.50 francs
Etranger : 16 francs
Pour sociétaires :
Suisse : 1 an, 11 francs
Etranger : 13.50 francs
Prix du numéro :
75 centimes.
Pour les abonnements s'adresser à la librairie F. Rouge & Cie, 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 : M. Imer, à Genève ; secrétaire : J. Calame, ingénieur, à Genève. Membres : *Fribourg :* MM. L. Hertling, architecte ; A. Rossier, ingénieur ; *Vaud :* MM. F. Chenaux, ingénieur ; E. Elskes, ingénieur ; Epitaux, architecte ; E. Jost, architecte ; A. Paris, ingénieur ; Ch. Thévenaz, architecte ; *Genève :* MM. L. Archinard, ingénieur ; E. Odier, architecte ; Ch. Weibel, 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.
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 ; M. Imer.

SOMMAIRE : *Le viaduc de la Lorraine de la nouvelle ligne Berne-Wilerfeld*, par M. Ad. Bühler, Dr h. c., chef de la section des ponts de la Direction générale des Chemins de fer fédéraux. — Divers : *Sport et urbanisme.* — *Association amicale des anciens élèves de l'Ecole d'ingénieurs de Lausanne et Société vaudoise des ingénieurs et des architectes : L'aérotopographie.* — *Ecole d'ingénieurs de l'Université de Lausanne : Diplômes.* — Bibliographie. — Carnet des concours. — Service de placement.

Le viaduc de la Lorraine
de la nouvelle ligne Berne-Wilerfeld des Chemins de fer fédéraux

par M. Ad. BÜHLER, Dr h. c.,
chef de la section des ponts de la Direction générale des Chemins de fer fédéraux [1].

La construction de la nouvelle ligne de la Lorraine faisait partie du plan de transformation complète de la gare de Berne. Il s'agissait de remplacer la ligne Berne-Wilerfeld à une double voie, par une ligne à deux doubles voies située quelque cent mètres à l'aval de la première. La nouvelle artère ferroviaire longe le plateau de la Lorraine sur une grande distance et à une hauteur assez considérable du sol. Il fallut, de ce fait, construire un viaduc d'environ 1150 m de longueur (fig. 1) [1].

1. Les avant-projets du viaduc.

Il n'était pas facile de trouver une solution satisfaisante à tous égards. Nous avons étudié de près, avec M. Klauser, architecte à Berne, tant au point de vue économique que constructif quelques-unes des nombreuses variantes proposées. La Commission d'urbanisme de la ville de Berne fut aussi appelée à se prononcer. Contrairement à ce qui avait été prévu initialement, la partie médiane de la ligne a été amenée sur le plateau de la Lorraine ; ceci permit de rompre

[1] D'après une conférence faite, le 9 mars 1940, à Zurich, au groupe professionnel des ponts et charpentes de la S.I.A. complétée par une communication à la section zurichoise de la S.I.A., le 23 février 1940. Cette étude a été publiée en langue allemande aux numéros d'août et d'octobre 1940 de la *Schweizerische Bauzeitung* qui a mis à notre disposition les clichés des figures illustrant ce texte (Réd.).

[1] Voir à ce sujet la note « Les travaux de déviation de la ligne Berne-Wilerfeld des Chemins de fer fédéraux », *Bulletin technique* du 3 décembre 1938, p. 343 (Réd.).

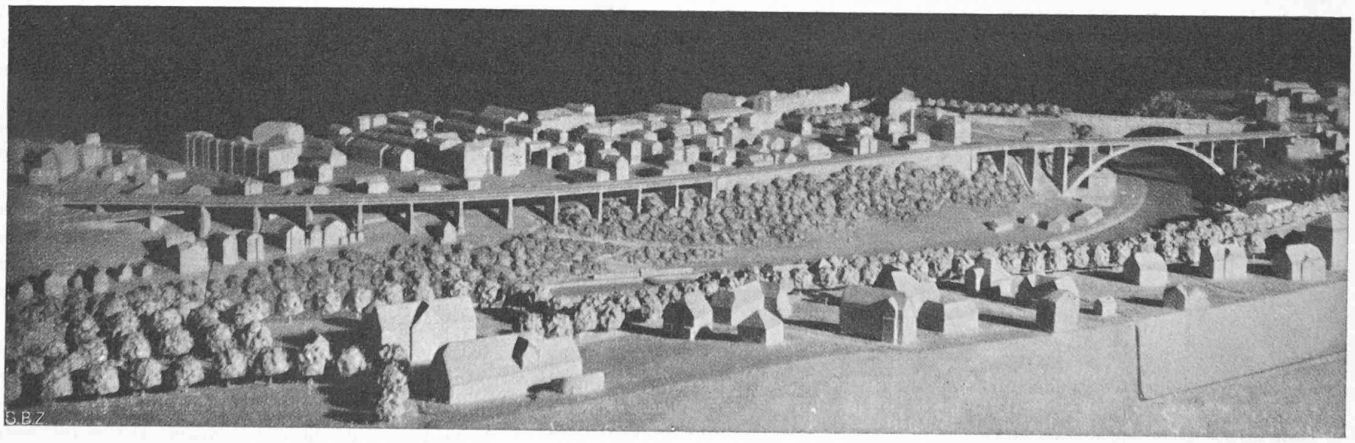

Fig. 1. — Maquette du coteau de la Lorraine avec le viaduc. Tronçon 2 (à gauche) ; tronçon 3 (milieu) et tronçon 4, passage de l'Aar (à droite).

la monotonie du viaduc dans la partie centrale par un mur plein qui, masqué par des arbres et des buissons, vient heureusement s'intercaler dans la longueur de l'ouvrage. Ce mur est évidé. Deux solutions furent en définitive retenues : un *viaduc en béton armé*, comportant une voûte de 150 m sur l'Aar, et des travées d'accès en forme de cadres ; un *viaduc métallique*, de conception semblable mais dont les travées d'accès étaient des poutres.

On se décida finalement pour le viaduc en béton armé, bien meilleur marché et répondant mieux aux conditions posées.

On étudia aussi une construction fer et béton avec armatures rigides et flexibles. Elle n'aurait pas coûté beaucoup plus qu'une construction en béton armé de mêmes dimensions extérieures. Le résultat de la soumission n'a pas permis de l'adopter, bien qu'elle fût excellente ; il en fut de même de l'arc métallique enrobé de béton ou recouvert de gunite.

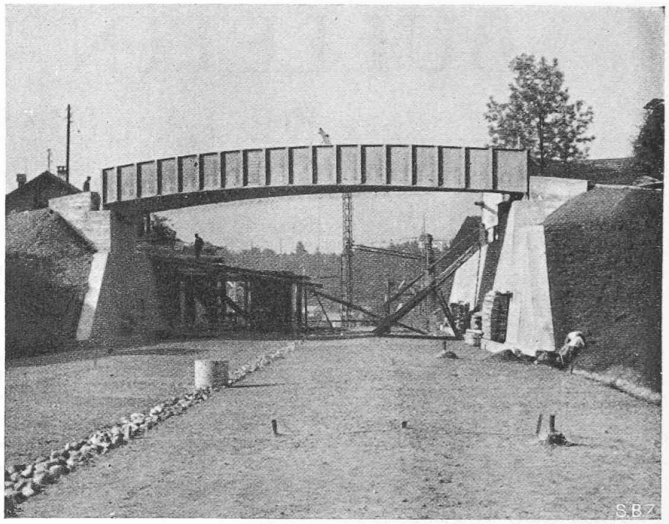

Fig. 2. — Passage supérieur métallique du « Polygonweg », portée 25 m.

2. Résultats du concours.

Un concours fut ouvert pour savoir si l'ouvrage projeté par l'administration des Chemins de fer constituait une solution économique et correcte au point de vue technique. Cette mesure fut prise à la demande des milieux intéressés qui étaient d'avis que seul un concours pouvait fournir à cet égard une preuve concluante. En fait, le résultat du concours établit que la solution proposée par l'administration des Chemins de fer ne pouvait guère être améliorée. En particulier la coupe transversale du viaduc, avec *une* poutre principale par voie fut généralement adoptée, ce qui pouvait être considéré comme une innovation dans la construction des ponts de chemins de fer. Les concurrents se rallièrent tous aux systèmes de cadres ou de poutres pour les accès ; l'Aar était franchie par un ouvrage de une à quatre grandes ouvertures.

Il est intéressant de constater que les principales solutions préconisées empruntent les caractéristiques des ponts actuels de Berne : le *pont du Kornhaus* (1895/98, décrit dans le « S.B.Z. », vol. 28, p. 113 et suiv., 1896), 12,6 m de largeur ; une ouverture de 115 m de portée ; cinq petites ouvertures de 35 m ; le *pont du Kirchenfeld* (1882/83, vol. 3, p. 129*, 1884 et vol. 65, p. 223* 1915), 13,2 m de largeur, deux ouvertures de 81 m de portée ; le *viaduc actuel, à double voie* (1857/59), trois ouvertures de 50+60+50 m de portée ; le *pont-route de la Lorraine* (1929/30, vol. 97, p. 1*, 1931), une grande ouverture de 80 m ; voûte de moellons de béton supportant des tympans évidés en béton armé.

Le viaduc à voûtes multiples n'a pas eu la faveur des concurrents. Ses partisans n'ont peut-être pas osé présenter un projet d'un genre un peu démodé. Nous le regrettons, car nous avons été privés ainsi, au point de vue économique, d'un terme de comparaison qui nous eût été très précieux. Nous n'avions d'ailleurs pas négligé cette solution ; le devis en avait été sommairement établi et le côté esthétique examiné. Mais des sondages démontrèrent que le sol était impropre à recevoir la poussée des voûtes et que les fondations eussent alors été très coûteuses. D'autre part, si les séries d'arcs sont d'un bel effet en pleine campagne, leur aspect est tout différent dans une agglomération où dominent les lignes verticales et horizontales. Nous n'avons pas pu pour ces diverses raisons retenir ce type d'ouvrage.

On s'était demandé, lors du choix du tracé de la nouvelle ligne, si l'on pouvait trouver une solution satisfaisante du point de vue esthétique ; des craintes avaient été exprimées à ce sujet. L'obliquité des routes et de la rivière constituait à cet égard une difficulté. Mais le concours a révélé que la solution préconisée par l'Administration, bien loin d'être lourde et disgracieuse, était tout au contraire d'un effet calme et reposant.

Le grand arc relie les deux rives rocheuses d'une manière toute naturelle et la série de cadres, tous du même modèle, qui lui sont superposés ou qui lui font suite est heureusement interrompue par un mur intercalé dans la partie médiane du tracé, comme il a déjà été dit plus haut. La console, bordure continue d'un bout à l'autre de l'ouvrage, constitue un élément horizontal de liaison. La ligne de contact et les passerelles à signaux ont été disposées au-dessus des piles d'une manière aussi peu apparente que possible. La ville de Berne a été dotée ainsi d'une construction moderne d'un caractère bien marqué.

La soumission de 1936 a de plus fourni la preuve que le coût des ponts en béton armé était inférieur à celui de viaducs métalliques. Sous l'effet de la dévaluation, survenue entre temps, cette différence devint encore plus mar-

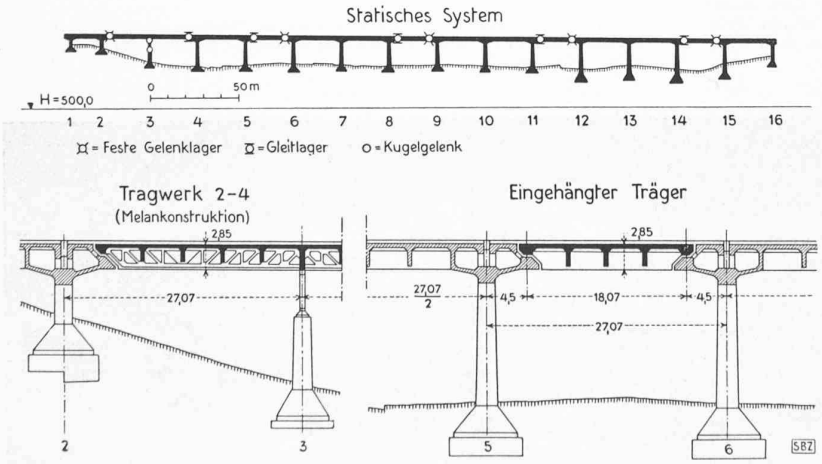

Fig. 3. — Système statique du tronçon 2 (lot 2) ; échelle 1 : 4000. Construction en béton armé, échelle 1 : 800.

Feste Gelenklager = appuis fixes articulés — Gleitlager = appuis à glissière — Kugelgelenk = rotule sphérique — Tragwerk 2—4 (Melankonstruktion) = Construction 2-4 (système Melan) —Eingehängter Träger = poutre indépendante (sur cantilever).

quée. La Commission d'examen arriva par conséquent à la conclusion que les Chemins de fer fédéraux pouvaient s'en tenir pour l'exécution à leur projet initial.

3. La répartition des travaux.

Les budgets prévoyaient déjà la répartition des travaux en cinq lots. On procéda effectivement de la sorte.

Le *premier lot* comprend la tranchée de 600 m du Wilerfeld. L'unique ouvrage d'art est ici le passage supérieur de 5 m de largeur et de 25 m de longueur environ sur le « Polygonweg ». Le pont est en acier (43,5 t). Ce travail fut le bienvenu pour les usines métallurgiques qui ont bien des difficultés aujourd'hui à se procurer du travail. La hauteur de construction est minime ; elle n'est que de 50 cm, y compris le revêtement en dalles de béton (fig. 2).

Le *deuxième lot* est constitué par un viaduc en béton armé d'une longueur approximative de 400 m. L'emplacement de deux passages inférieurs et le fait que, pour la hauteur moyenne de 20 m, la portée la plus économique est d'environ 25 m, furent déterminants. Les fondations durent être descendues beaucoup plus bas qu'on ne l'avait admis au début. La nouvelle portée de 27,07 m est donc justifiée. Le sous-sol est sec et se compose principalement de couches intercalées de molasse tendre et de marne. Les piliers sont équidistants ; il forment des cadres avec le tablier ainsi que le montre le système statique (fig. 3). Les goussets sont relativement petits ; la hauteur des poutres a été fixée de telle façon que les armatures coudées ont encore pu être transportées par rail. Le lot comporta 15 000 m³ de fouilles, 23 064 de béton, 1702 t d'acier rond, 2547 m d'armatures en rail ; ajoutons encore une construction métallique de 151, 2 t pour le passage inférieur du futur prolongement de la rue de la Lorraine (construction Melan).

Le *troisième lot*, d'environ 200 m, est situé sur le bord du plateau de la Lorraine. Il a, extérieurement, l'apparence d'un mur, mais c'est en réalité une construction évidée dont la figure 4 représente le système statique. Les locaux seront loués. Il y eut ici 8000 m³ de fouilles, 7000 m³ de béton, 660 t d'acier rond.

Le *quatrième lot* a 330 m de longueur. Il est constitué par le grand arc qui franchit l'Aar. Les travées d'accès, tout comme le viaduc du « Talweg », se composent de cadres de 27,0 m de portée, dont la série se prolonge sur la grande voûte. L'ouvrage contraste ainsi avec le pont-route voisin. La voûte a une portée de 150 m et une flèche de 34,8 m (fig. 5). Le lot comprenait 20 136 m³ de fouilles, 29 375 m³ de béton, 1814 t d'acier rond, dont 581 t à haute résistance, 27 935 m² de coffrage et 1920 m d'armatures en rails.

Le *cinquième lot*, long de 165 m, comporte une dalle continue à poutrelles enrobées qui franchit la Schützenmattstrasse, la Schützenmatte ainsi que la Neubrückstrasse et la route d'accès à la « Grande Vitesse » (fig. 5). On a mesuré 10 000 m³ de fouilles, 10 000 m³ de béton, 950 t de poutrelles (dont 800 t en ac. 44), 270 t d'acier rond.

4. Considérations générales concernant l'exécution.

Les problèmes qui se sont posés lors des études, les enseignements d'ordre technique et les expériences acquises au cours de la construction sont demeurés en majeure partie ignorés jusqu'à ce jour. Les ouvrages achevés paraissent si simples aux yeux du profane, qu'il est tenté de croire que le projet n'a présenté aucune difficulté. Il faut, pour cette raison, quelque chose de plus qu'une description superficielle. Le spécialiste, lui, veut connaître les divers aspects de la question ; ce qui l'intéresse, ce sont les problèmes résolus lors des études ou qui auraient dû l'être [1]). C'est de considérations ainsi exposées que l'on pourra tirer parti pour de futures constructions analogues.

Ces problèmes principaux et ces enseignements d'ordre technique, nous les exposons dans les chapitres qui suivent.

5. Charges et actions diverses.

La nouvelle ligne de la Lorraine étant à quatre voies, il nous a fallu, pour nous conformer à l'ordonnance fédérale sur les ponts, compter avec une surcharge de quatre trains et une

[1] Une publication spéciale concernant les données théoriques paraîtra à part.

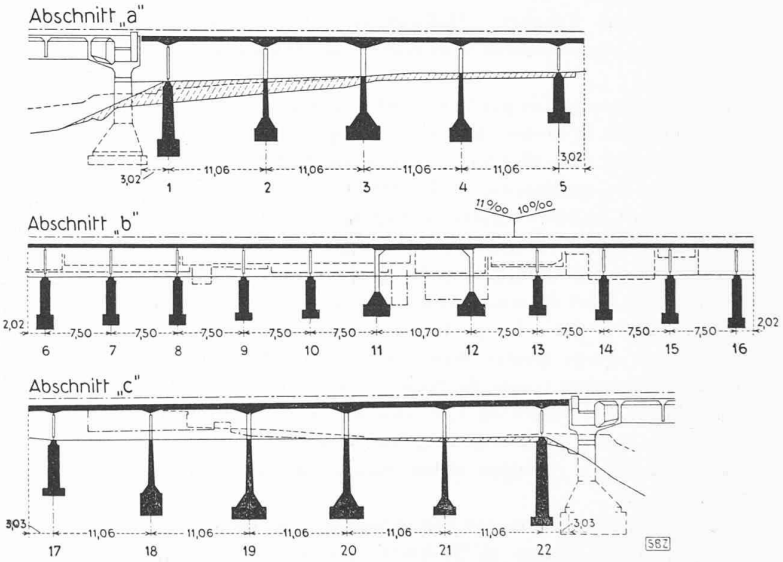

Fig. 4. — Système statique du tronçon 3 (lot 3) ; échelle 1 : 800.
Abschnitt = tronçon.

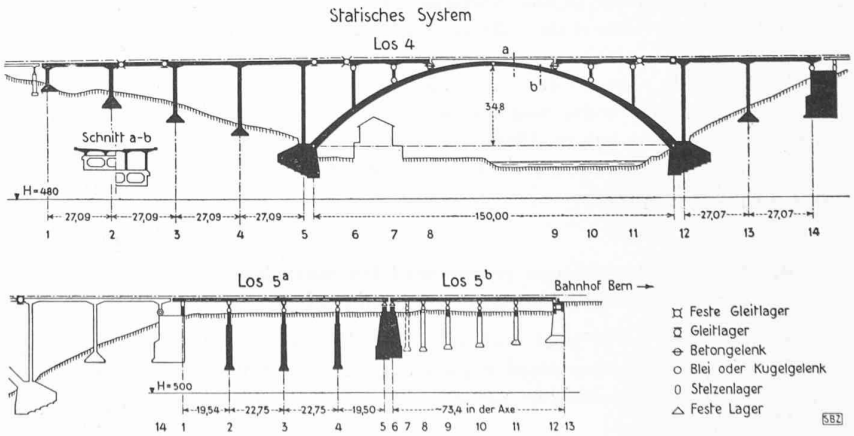

Fig. 5. — Système statique des tronçons 4 (grand arc) et 5 ; échelle 1 : 3000.
Los = lot — Schnitt = coupe — Bahnhof Bern = gare de Berne — Feste Gleitlager = appuis fixes — Gleitlager = appuis à glissière — Betongelenk = articulations en béton — Blei oder Kugelgelenk = articulations en plomb ou sphériques — Stelzenlager = appuis à pendules — Feste Lager = appuis fixes.

action dynamique d'environ 25 %, ce qui fait, en tout, à peu près 50 t/m de pont. Pour un pont-route de même largeur, c'est-à-dire de 17 m entre garde-corps, nous aurions une surcharge d'environ 10 t/m. Les surcharges d'un pont-rail sont donc au moins cinq fois celles d'un pont-route. Ce sont là des valeurs effectives et qui agissent dans les positions les plus défavorables. Nous avons habituellement affaire à des ponts à simple ou à double voie. Un viaduc à quatre voies de plus d'un kilomètre de longueur est chose inaccoutumée. Nous étions tentés, pour cette raison, de réduire les surcharges en partant de l'idée que rares seront les cas où les quatre voies seront chargées simultanément et dans la position la plus défavorable.

Mais le viaduc qui nous occupe doit être considéré comme faisant partie intégrante de la gare de Berne, où peuvent entrer ou sortir deux trains en même temps. Nous avons conservé les surcharges prescrites ; mais par contre nous avons négligé certaines petites tensions additionnelles difficiles à déterminer. Il existe aussi, ne l'oublions pas, des cas de charge défavorable sous l'effet de deux ou trois trains. Des charges peuvent encore se présenter en damier, qui sont capables d'exercer des effets de torsion. Des constructions de ce genre devraient être considérées comme des systèmes dans l'espace. Malheureusement, les méthodes statiques en cette matière sont encore insuffisamment développées.

Le poids propre des ponts en cadres n'est pas aussi grand qu'on pourrait le croire. Il s'élève, compté dès le couronnement des piles, à $\sim$ 65 t/m. Le grand arc de 150 m de portée pèse, entre les naissances, $\sim$ 11 400 t ; les constructions qui le surmontent, ballast compris, $\sim$ 8600 t ; soit au total $\sim$ 20 000 tonnes, qui, réparties uniformément, représentent une charge moyenne de $\sim$ 135 t/m. La surcharge des quatre voies (40 t/m au total, sans effet dynamique) donnant le moment maximum aux naissances, soit celle qui intéresse la plus grande zone de chargement, exige quatre trains d'environ 1000 t chacun ; c'est-à-dire quatre trains de trois locomotives avec wagons de 7,4 t/m. La poussée de l'arc due au poids propre est de $\sim$ 9500 t ; celle de la surcharge de $\sim$ 2500 t, soit au total environ 12 000 t. Chaque culée reçoit une résultante de $\sim$ 27 000 t.

Les forces centrifuges ont été calculées pour quatre trains marchant à une vitesse de 90 km/h ; les efforts de freinage, pour deux trains agissant toujours dans la position la plus défavorable.

On a tenu compte d'une variation de température de $\pm$ 15° C pour la voûte et de $\pm$ 20° C pour les cadres ; le retrait du béton a été assimilé à une variation de température de — 10° C pour la voûte et de — 20° C pour les cadres.

Dans la grande voûte une variation de température de 10° C correspond à une modification de la poussée de $\sim$ 96 t, ce qui est minime en comparaison de la poussée de $\sim$ 9500 t due au poids propre.

6. Données techniques concernant les matériaux employés et les contraintes admissibles.

De nos jours, on ne peut établir les calculs d'un pont de quelque importance sans adopter, pour l'utilisation des matériaux, des données techniques précises. Nous avions un triple problème à résoudre :

1. fixer les plus grandes contraintes admissibles pour le béton et l'acier de construction ;

2. élucider la question des joints et des longueurs des grandes armatures, par rapport au calcul, au transport et à la mise en place ;

3. déterminer la pression admissible sur le sol.

Lors de la détermination des *contraintes admissibles pour le béton*, nous savions que seules des valeurs élevées pouvaient procurer à notre ouvrage la légèreté voulue et un aspect agréable. Nous avons adopté 100 kg/cm² comme valeur de base du béton et fixé à 1900 kg/cm² celle de l'acier de construction à haute résistance. Il a fallu dans cette détermination tenir compte du fait que les contraintes subissent de grosses variations [1]. Pour la largeur totale du pont, les moments de flexion dans les cadres doubles oscillent entre les valeurs suivantes :

au milieu de l'ouverture : M de 0 à + 4500 mt
aux quarts M $\sim \pm$ 2750 mt
aux appuis M de — 11 500 à — 3000 mt
} Valeurs pour la largeur totale du pont

Les conditions sont les mêmes pour la grande voûte. La contrainte due au poids propre est d'environ 50 kg/cm², une contrainte alternée, sensiblement de même valeur absolue, vient s'y ajouter. Les contraintes de compression dans la voûte varient entre les valeurs 0 à 20 kg/cm², comme minima et 100 kg/cm² comme valeur maximum ; en d'autres termes, c'est la résistance dite « Ursprungsfestigkeit » ($0/\sigma$) qui fait règle. Ainsi qu'on le constate, le béton des cadres et de la grande voûte est sollicité d'une manière très défavorable, ce qui est une conséquence de l'importance des surcharges des ponts-rails.

Si nous représentons par ${}_w\beta_d$ la résistance du béton à la compression, celle des prismes devient ${}_p\beta_d = 0{,}8\ {}_w\beta_d$ et la « Ursprungsfestigkeit » $0{,}60\ {}_p\beta_d$. Comme résistance utile du béton en œuvre, nous n'obtenons alors que $0{,}5\ {}_w\beta_d$.

Il ne faut pas s'imaginer, même si l'on obtient une bonne résistance à la compression, par exemple 600 kg/cm² lors de la mise en service de la construction, que l'on puisse en déduire la sécurité de l'ouvrage. Cette erreur, on ne la commet que trop souvent lorsqu'on juge, de ce point de vue, le béton des ponts-rails. Si l'on tient compte encore du résultat expérimental suivant lequel la résistance minimum du béton mis en œuvre se réduit aux 2/3 de la valeur moyenne des essais (Saliger), on obtient comme minimum, ${}_p\beta_d = 2/3 . 0{,}8\ {}_w\beta_d = 0{,}6\ {}_w\beta_d$. Dès lors, la « Ursprungsfestigkeit » effective descend à 1/3 environ des résistances moyennes à l'écrasement des cubes, soit à 200 kg/cm². Si l'on se base sur une contrainte théorique de 100 kg/cm², on n'a plus, par conséquent, pour des contraintes $0/\sigma$ comprenant naturellement les efforts du poids propre, qu'une sécurité égale à deux ; ou, par rapport à la surcharge seule, une sécurité de quatre.

Les éprouvettes, vieilles de dix ans, provenant de la construction du viaduc de Grandfey, ont démontré que la résistance des cubes, même de cet âge, ne dépassent que rarement 600 kg/cm². Les cubes prélevés aux chantiers de la Lorraine ont généralement atteint $\sim$ 400 kg/cm² à 28 jours, ceci grâce à la pervibration. On en déduit par extrapolation que la résistance à deux ans atteindra $\sim$ 600 kg/cm² ; en d'autres termes les conditions de résistance lors de la mise en service du viaduc, se rapprocheraient des chiffres cités plus haut.

Le mélange de sable et de gravier utilisé avait un poids spécifique de $\sim$ 2,0 et 30 % de vides. Le ciment est normal ; nous n'avons pas pu obtenir une qualité spéciale [2].

L'acier de construction 52 est un produit laminé d'une

[1] Voir Stahlbau 1938, N° 2 du 21 janvier, page 9. « Zur Dauerfestigkeit von Walzträgern, Dauerfestikeitsdiagramme. »

[2] Voir « *Beton und Eisen* » 1938, N° 11, du 5 juin, pont sur le Teufelstal. On jugea opportun d'employer là un ciment spécial.

résistance minimum de 52 kg/mm². C'est le LFEM qui nous l'a fait connaître par une publication spéciale. Les résultats des réceptions ont été en général satisfaisants ; la sollicitation moyenne étant d'environ 1800 kg/cm² et la limite d'élasticité la plus basse de ∼ 3600 kg/cm², nous avons là encore une sécurité de deux par rapport à la charge totale. Il faut remarquer aussi que la « Ursprungsfestigkeit » de cet acier coïncide à peu près avec sa limite d'élasticité. C'est la raison pour laquelle nous n'avons jamais voulu admettre à l'exécution des *joints de fers ronds*, dont la résistance serait moindre. Les fers ronds auraient dû être refoulés de telle sorte que la section au joint soit le double de la section courante. Les soudures elles-mêmes n'offrent pas une sécurité suffisante. Nous avons prévu et utilisé finalement des fers ronds jusqu'à 50 m de longueur. L'usine de Roll à Gerlafingen les a laminés et pliés sans difficultés (poids des lingots : 500 à 600 kg) [1]. Des mesures de précautions durent être prises, cela va de soi, pour le transport. La figure 6 nous montre la manutention d'un de ces longs fers ronds ; les grues à câbles du lot 4 nous ont rendu les meilleurs services pour la mise en place de ces pièces. On fixa la hauteur des poutres des cadres de telle manière que les armatures coudées puissent encore être transportées par chemin de fer.

Le sous-sol sur lequel l'ouvrage est construit se compose de marne assez dure et de molasse. Les *pressions admissibles sur le sol* à l'arête ont été limitées à 11 kg/cm² pour la molasse et à 8 kg/cm² pour la marne. Les pressions moyennes atteignent 5 à 7 kg/cm². On n'a tenu aucun compte des soulagements qui peuvent se produire dans le sol.

[1] Voir « *Beton und Eisen* » 1938, N° 16, pages 258/263, fers ronds pour constructions en béton armé.

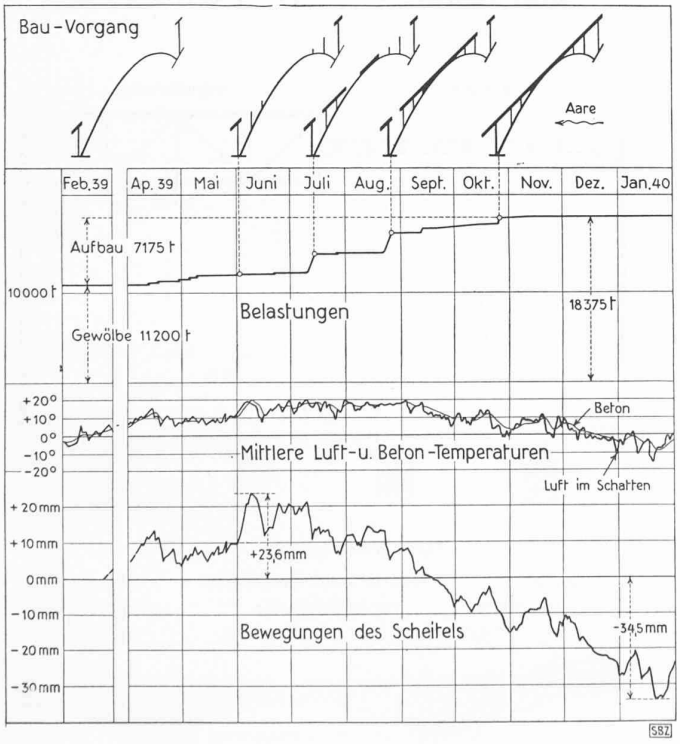

Fig. 7. — Mouvements du sommet de la voûte pendant l'année 1939 provoqués successivement par les charges de la partie supérieure en construction et par les changements de température.

Bauvorgang = avancement des travaux — Aufbau = partie supérieure (piles et tablier) — Belastungen = charges — Gewölbe = voûte — Mittlere Luft- und Betontemperaturen = températures moyennes de l'air et du béton — Bewegungen des Scheitels = mouvements de la clef.

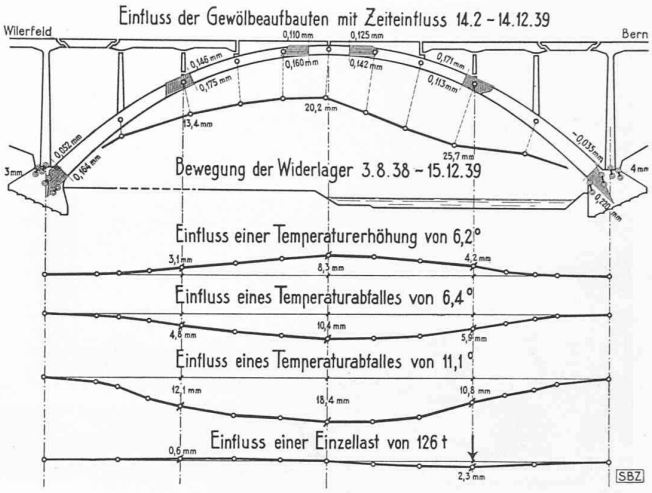

Fig. 8. — Lignes d'inflexion de la grande voûte sous les charges des parties supérieures avec les allongements au sommet, au quart et à la naissance, y compris l'influence du temps en 1939. Mouvements des appuis et influence de la température. Influence du poids des parties supérieures et du temps du 14 février au 14 décembre 1939.

Bewegung der Widerlager = mouvement des culées — Temperaturerhöhung = augmentation de la température — Temperaturabfall = diminution de la température — Einzellast = charge isolée.

7. Mesures.

De nombreuses mesures ont été effectuées sur la grande voûte : lignes élastiques, allongements, déformations angulaires et températures. Elles ont, en résumé, fait ressortir ce qui suit : Les températures moyennes de l'air et du béton diffèrent relativement peu l'une de l'autre, surtout lorsque les variations se produisent lentement. On constate toutefois dans le béton un décalage assez net des variations et une atténuation des pointes. Maximum et minimum s'écartent de + 12° C et — 17° C par rapport à la température moyenne annuelle de 8° C. La variation ± 15° C imposée est donc suffisante, d'autant plus que le coefficient de dilatation du béton est ordinairement de 0,000008/9, c'est-à-dire inférieur à la valeur 0,00001 prescrite [1].

La figure 7 donne les mouvements de la clef sous l'influence des variations de température et du poids de la superstructure. On remarque clairement l'influence du bétonnage de la superstructure (9/11, S/8 et 6/8, S/9) ; il s'est produit chaque fois des affaissements de 10 mm. Par ailleurs, l'influence de la température est plus forte que celle des petites charges, phénomène que l'on ne pouvait pas prévoir de prime abord.

La figure 8 représente les inflexions de la voûte, sous l'influence de la superstructure. Les dissymétries de ces lignes proviennent de la dissymétrie de la voûte ; celle-ci, qui n'est d'ailleurs pas visible, est due aux irrégularités de l'échafaudage.

On a fait, en outre, les observations suivantes :

a) les allongements sous l'influence de la superstructure (piliers compris) font conclure aussi à la dissymétrie de l'arc ;

b) à une chute de température de 1,0° correspond un abaissement de 1,5 mm à la clef, ainsi qu'un α d'environ 0,000009 ;

c) pour les trois cas suivants : + 6,2° C, — 6,4° C et — 11,1° C, il s'est produit un relèvement de 1,34 mm et des abaissements de 1,62 et 1,66 mm par degré, ce qui permet également de conclure à un coefficient de dilatation de 0,000008/9 ;

d) les mouvements des culées furent de 3 et 4 mm dans le sens des poussées aux naissances ; ceci correspond à une

[1] Pour le granit de la vallée de la Reuss ce coefficient α n'est que ∼ 0,00 00 05.

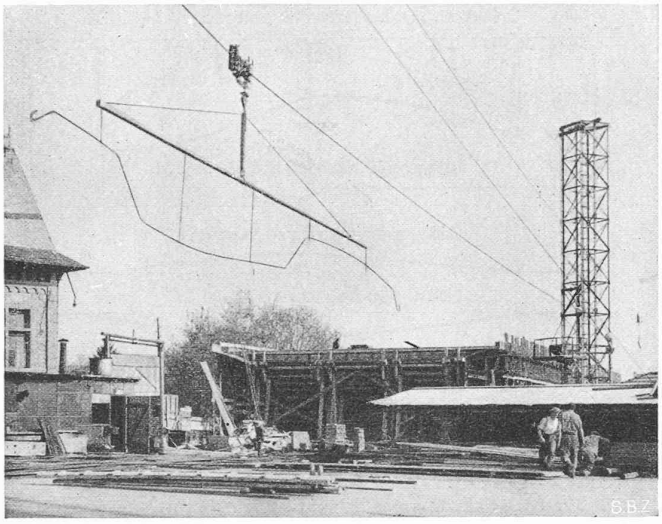

Fig. 6. — Transport par téléférique d'une pièce de fer rond de Ø 44 mm et 50 m de longueur. Ecartement des suspensions 10 m. Porte à faux 6 m.

déformation élastique de la culée et du sous-sol, basée sur les valeurs : $E_{\text{béton}} \simeq 100\,000$ kg/cm² et $E_{\text{molasse}} \simeq 20\,000$ kg/cm². La corde de l'arc s'est donc allongée jusqu'ici d'environ 3,5 mm, ce qui équivaut à une baisse de température de 2,5°;

e) retrait des cadres. Les valeurs enregistrées sont très petites.

On continuera à effectuer des mesures sur la grande voûte pour déterminer le retrait, ainsi que si possible le fluage du béton.

8. Résultats techniques tirés des chapitres 5 à 7.

Le lecteur trouvera ces résultats aux pages suivantes chap. 17 *a*.

9. Profil en travers et lignes de contact.

Le choix du profil en travers des ouvrages était fonction des surcharges. On adopte généralement deux poutres par voie. Nous avons adopté *une* poutre par voie pour simplifier la construction et la rendre mieux proportionnée (fig. 9). Ce système a facilité les travaux ; il a permis d'accéder plus aisément à l'intérieur des coffrages des hautes nervures pour

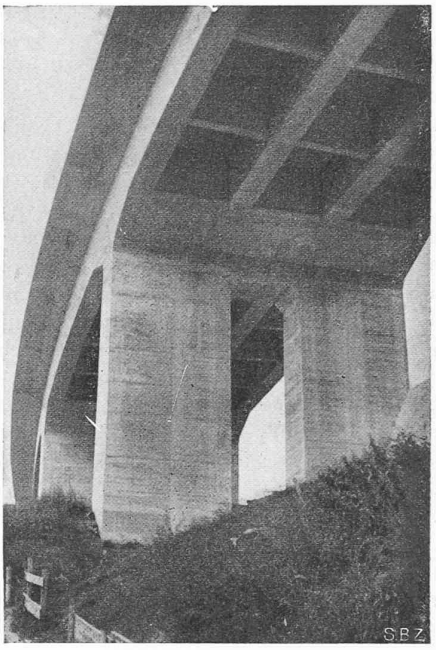

Fig. 11. — Cadre et grille portante entre les piles 9 à 11 avec tête de pile résistant à la torsion. (Organes porteurs longitudinaux et transversaux). Octobre 1939.

la pose des armatures et a simplifié le bétonnage. Il est naturellement préférable de férailler à ciel ouvert, c'est-à-dire de ne construire les coffrages qu'en partie et de ne les fermer qu'au dernier moment. Les armatures doivent alors être soutenues par un dispositif spécial qui se rapproche du procédé Melan. Ce système garantissait dans chaque cas le maximum d'exactitude.

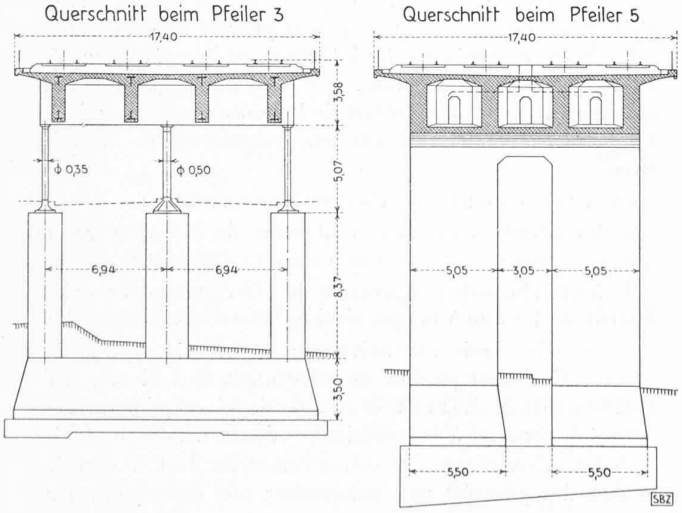

Fig. 9. — Coupes en travers des viaducs. 1 : 400.
Querschnitt beim Pfeiler = coupe au droit de la pile.

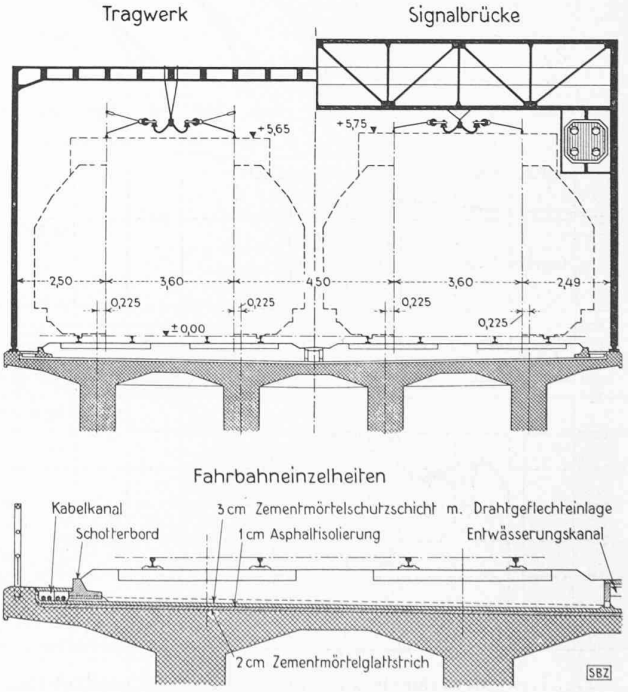

Fig. 10. — Le tablier et ses accessoires. 1 : 200 et 1 : 100.

Tragwerk = joug — Signalbrücke = pont à signaux — Fahrbahneinzelheiten = détails du tablier — Kabelkanal = Caniveau pour câbles — Schotterbord = bordure garde-ballast — Zementmörtelschicht mit Drahtgeflechteinlage = chape en ciment avec treillis en fil de fer — Asphaltisolierung = chape isolante en asphalte — Zementmörtelglattstrich = glaçage au ciment.

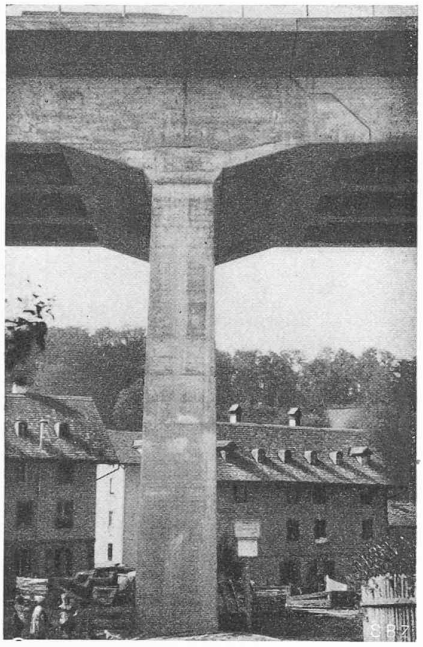

Fig. 12. — Lot 2. Pile 4 avec joint d'articulation de la poutre indépendante. La tête de la pile résiste à la torsion.

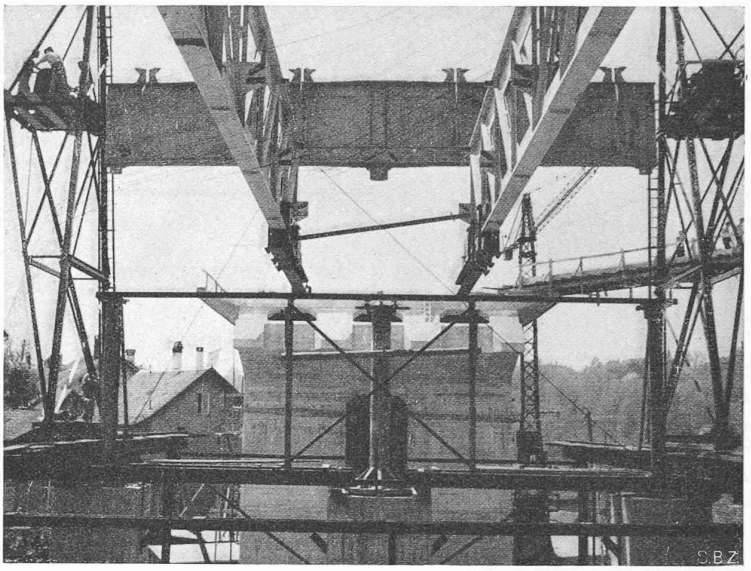

Fig. 13. — Montage de la construction métallique, système Melan, des ouvertures 2 à 4. En prévision du prolongement de la route de la Lorraine sous le pont, la partie supérieure de la pile 3 a été exécutée en colonnes d'acier (Ø 50 et 35 cm).

L'installation de la ligne de contact et des passerelles à signaux sur le tablier est aujourd'hui un point important (fig. 10). Sur notre proposition, jougs et passerelles ont été conçus comme cadres à double articulation. Ces articulations reposent sur la poutre-bordure des consoles ; on peut les régler pour corriger les différences de niveau inévitables dans la construction des viaducs. Les charges transmises aux points d'appui ou aux ancrages peuvent atteindre 10 t. Des fers supplémentaires ont été disposés dans la poutre-bordure pour répartir longitudinalement cet effort. La poutre-bordure repose sur un appui continu élastique. Les charges concentrées se répartissent sur une longueur de plusieurs mètres.

Le tablier est dimensionné pour résister au poinçonnement en cas de déraillement. Tablier et poutres maîtresses épousent l'axe de la voie ; ils sont donc courbes, cas échéant, avec un rayon minimum de 450 m. Les tensions supplémentaires ($\sim$ 5 %) qui en résultent sont faibles. Les coffrages n'ont pas présenté de difficultés (fig. 11). Le ballast continu et les traverses en bois contribueront à amortir le bruit.

Les piliers offrent tous un passage dans l'axe des quatre voies. On peut ainsi passer sous le pont sans emprunter le terrain avoisinant. Ces évidements contribuent à donner à la construction son aspect léger ; ils ne nuisent pas beaucoup à sa stabilité latérale ni à sa rigidité.

10. Les cadres des lots 2 et 4.

Le système longitudinal (fig. 3 et 12) consiste en une série de cadres simples et de cadres doubles reliés entre eux par

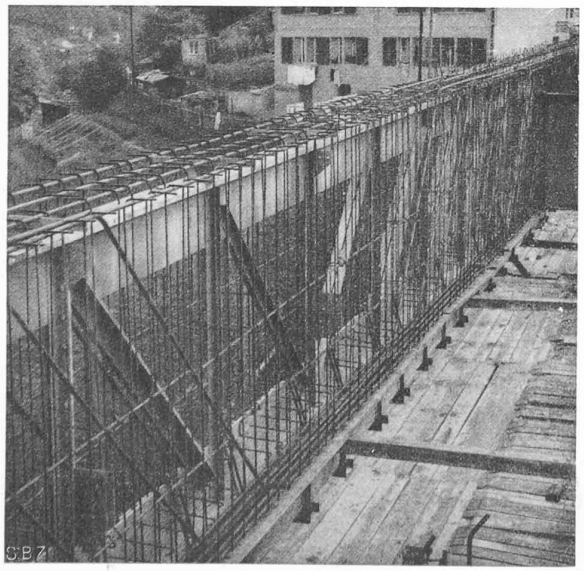

Fig. 14. — Poutre, système Melan, des ouvertures 2 à 4 avec armatures flexibles en acier 37. Se les en fer plat avec trous pour assurer la mise en place exacte des fers ronds.

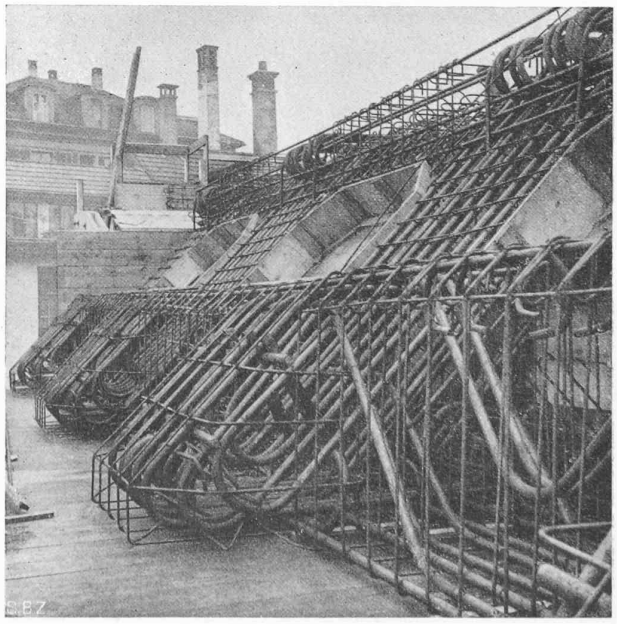

Fig. 17. — Armature d'un banc d'appui pour appuis à glissière (Lot 4).

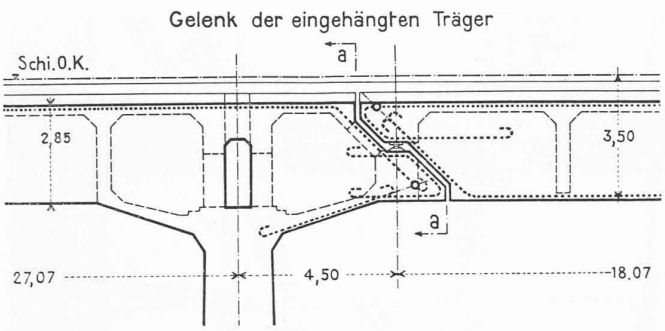

Fig. 15. — Articulation de la poutre indépendante.

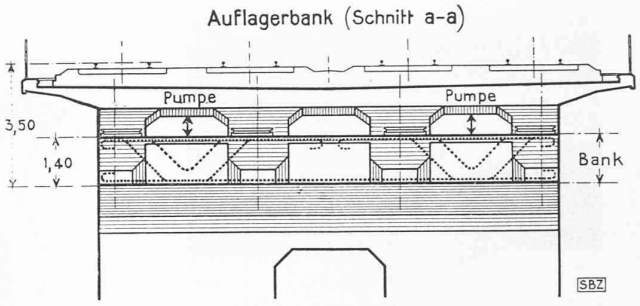

Fig. 16. — Comme fig. 15. Elévation et détails de construction. Auflagerbank = banc d'appui — Pumpe = vérin.

des poutres intercalées et librement appuyées. La hauteur moyenne des piliers est d'environ 20 m, leur épaisseur, d'environ 1,95 au couronnement, le fruit de 2 % ; la portée des cadres est partout de ∾ 27 m en chiffre rond, celle des poutres simples intercalées de ∾ 18 m. La construction Melan entre les piliers 2-3 et 3-4 (fig. 13 et 14) exigea une attention toute particulière. En ce qui concerne l'armature des poutres maîtresses, on se conforma scrupuleusement aux trois cas de charge de l'ordonnance [1].

Le calcul a été effectué d'après la méthode des foyers, mais les six valeurs hyperstatiques des cadres doubles furent déterminées en partie directement. Les piliers des cadres étant soumis simultanément à des efforts de compression et à des moments de flexion, les lignes d'influence pour le noyau central ne sont plus utilisables. On étudia alors les deux cas de charge suivants : Effort normal maximum et moments de flexion s'y rapportant et moments fléchissants maximum avec effort normal correspondant. Pour être plus exact il aurait fallu tracer une courbe des contraintes et en tirer les valeurs maxima par des tâtonnements laborieux.

Le système transversal est constitué par de hautes poutres, qui ont pour but de répartir les charges (fig. 11). On a ainsi un quadrillage de poutres que l'on peut calculer théoriquement en négligeant les moments de torsion. On détermina la répartition des surcharges sur les voies isolées et sur des groupes de voie. Il ne fut toutefois pas possible de résoudre le problème d'une manière exacte, car la grande rigidité transversale au droit des piles diminue notablement les inégalités des déformations angulaires dues aux surcharges partielles ou en damier. Une auscultation lors de l'épreuve à la surcharge renseignera sur le comportement réel et compliqué de l'ouvrage pourtant simple en apparence. Il eût été préférable d'opérer sur modèles réduits et d'en tirer des surfaces d'influence ; le délai et les moyens dont nous disposions ne le permirent pas.

Une solution spéciale a dû être adoptée pour le pilier 3, en vue de l'aménagement futur d'une chaussée (fig. 9). Dans l'impossibilité de placer le dispositif courant aux poutres principales,il a fallu prévoir une construction combinée (système Melan). La route projetée passera entre les colonnes métalliques. La colonne médiane supporte une charge de 1750 t ; les colonnes extérieures 800 t chacune. L'armature rigide (151,2 t) en acier 44 est une poutre à treillis. Autour de celle-ci viennent se placer les armatures flexibles en acier 37 (62,3 t, sans fers du tablier). Des selles en fer plat permettent de poser très exactement les armatures complémentaires. L'entretoise à âme pleine sur colonnes pèse 20,5 t.

Certaines dispositions constructives ont joué un rôle important dans la construction des cadres. Les articulations ont fait l'objet d'études spéciales ; tout bien considéré, il apparut que la meilleure solution pour arriver à placer les armatures d'une manière irréprochable et assurer leur ancrage était de terminer les poutres en chanfrein (fig. 15 et 16). Cette forme n'est pas nouvelle ; on l'emploie depuis longtemps déjà dans les cons-

[1] Nous renvoyons aussi aux commentaires C.F.F. concernant l'ordonnance fédérale pour les ponts du 14 mai 1935, art. 109/110.

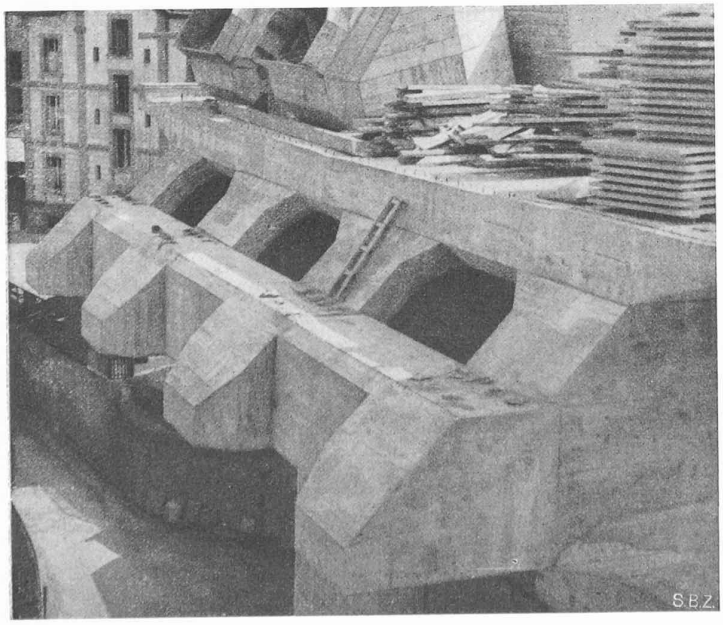

Fig. 18. — Banc d'appui, bétonnage achevé (Pile 4, lot 2).

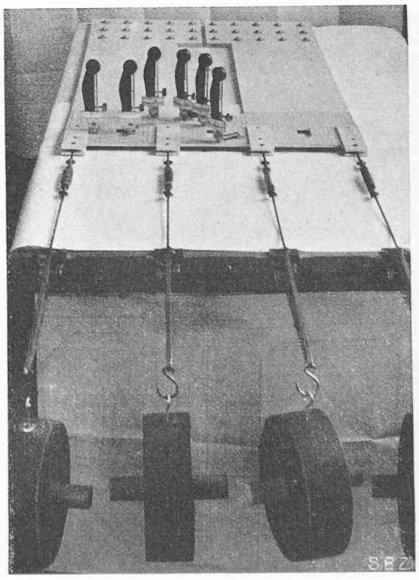

Fig. 23. — Modèle plat des piles des lots 2 et 4 avec évidements. Appareils de charge et de mesures des Chemins de fer fédéraux.

tructions en bois pour empêcher la fissuration. Les bancs d'appui sont très fortement armés. On peut les utiliser pour soulever les poutres indépendantes au moyen de vérins de 300 t chacun. On a donné dans ce but aux tôles-bavettes des joints une forme ondulée ; on pourra ainsi soulever la poutre indépendante de 30 mm, ce qui sera utile pour contrôler les appuis à glissières. Ces appuis sont en acier inoxydable ; un contrôle n'en sera probablement nécessaire qu'à de longs intervalles.

Les figures 17 à 19 montrent les phases d'exécution des articulations. Celles-ci sont en acier inoxydable contenant 13 % de chrome et 1½ % de nickel. Les appuis fixes sont à bascule ; les mobiles sont à glissières ; les surfaces de glissement sont décapées (V. S. M. - norm. 15) et recouvertes pour les tenir à l'abri des souillures. On les lubrifia à l'aide d'un mélange de graphite colloïdal, de paraffine et d'une petite quantité d'huile, le coefficient de frottement vérifié au laboratoire n'a pas atteint 1 % ; dans nos calculs, nous avons tenu compte de 10 % ; nous avons choisi les appuis à glissières pour assurer une certaine cohésion des cadres entre eux et augmenter la stabilité longitudinale. On remarque sur les figures 11 et 12 la courbure de la construction d'une part et son aspect élancé au droit de la plus haute pile d'autre part. On voit sur les figures 21 et 22 les armatures courbes des cadres et la construction des joints de bétonnage.

Un point particulier fut celui des sollicitations dues aux évidements des poutres principales médianes au droit des piliers. Ces évidements donnent accès aux élégissements sur piles et aux articulations. On ne peut calculer théoriquement les pointes de contraintes dans les angles des évidements ; on a étudié sur un modèle plan s'il se présentait des tensions spéciales ; le résultat nous engagea à ajouter quelques armatures. On étudia sur un modèle semblable le régime très compliqué des contraintes au couronnement des piles sous l'effet des surcharges agissant sur une voie isolée ou sur un groupe de voies (fig. 23). *(A suivre.)*

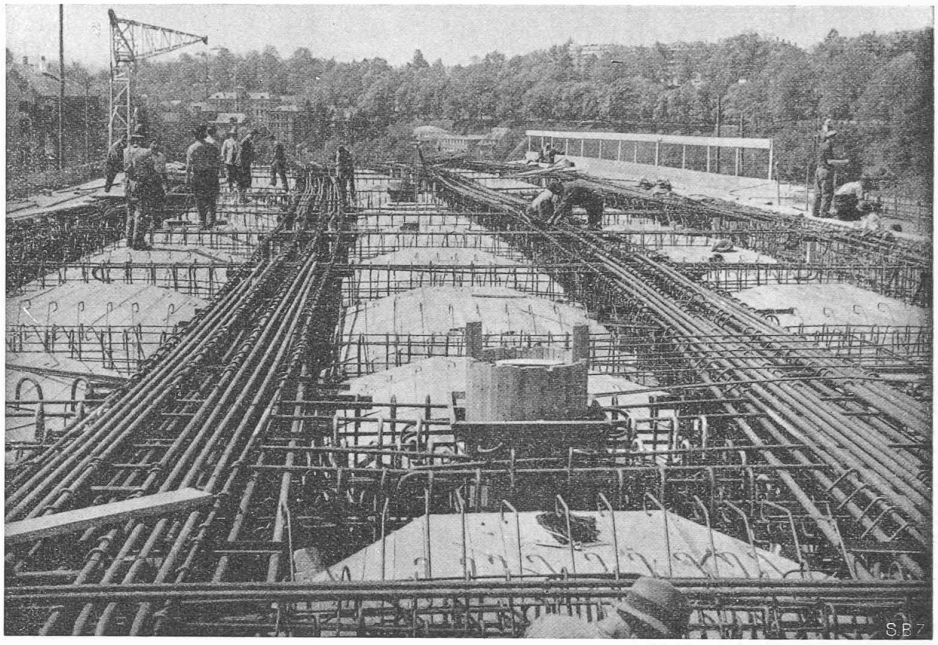

Fig. 21. — Armature du cadre au droit des piles 6/8 pour les longerons et entretoises. Les fers ronds de l'armature longitudinale épousent la courbure de l'axe de la voie.

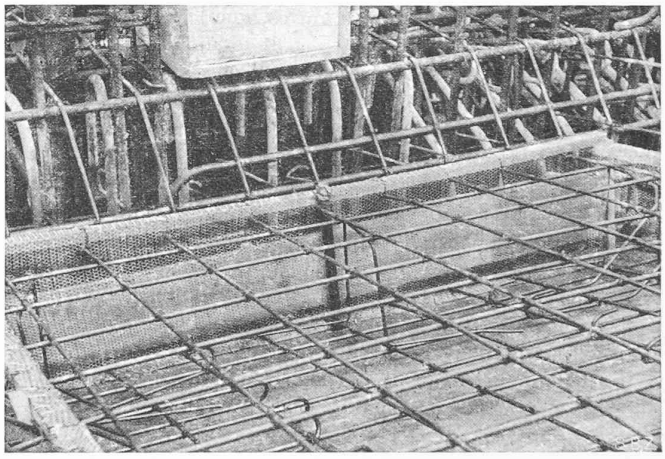

Fig. 22. — Lot 4. Armature des dalles inférieures comprimées et exécution d'un joint de reprise en utilisant du métal déployé pour obtenir une bonne liaison du béton.

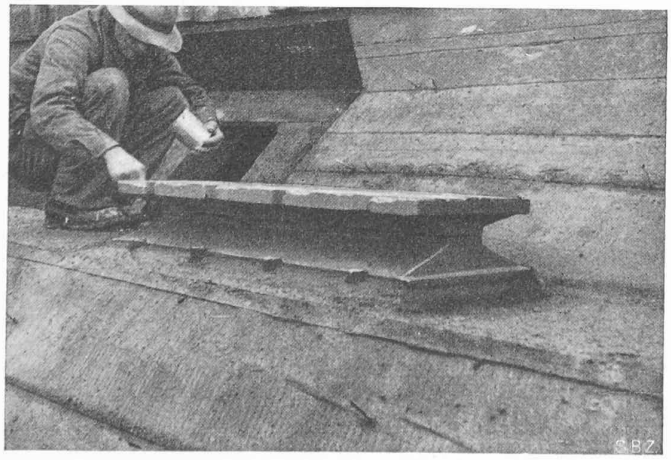

Fig. 19. — Appui fixe articulé, sur banc d'appui.

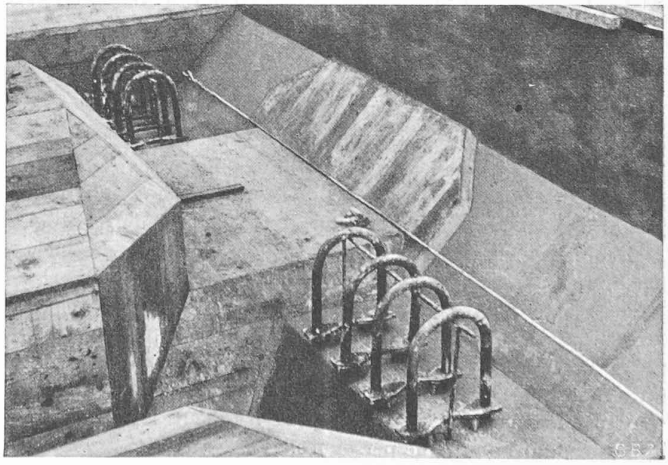

Fig. 20. — Coffrage pour les joints. Scellement des plaques d'appui articulées en acier.