

Die Schüssbrücke der Gottstattstrasse in Biel

Autor(en): **Heer, A. / Grimm, A. / Jacobsohn, W.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **75 (1957)**

Heft 19

PDF erstellt am: **25.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-63353>

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.

nicht mehr flüssige Lackkörper, sondern feste Kunstharzteilchen im Wasser fein verteilt sind (Dispersionsfarben). Ja, die Praxis erreichte es sogar, den Anstrichstoff überhaupt verdünnungsfrei zu gestalten und bloss Wärme anstelle des Lösungsmittels zu setzen, oder aber ein Lösungsmittel zu finden, welches nicht verdunstet, sondern durch chemische Reaktion als Baustein an der Filmbildung teilnimmt (Polyesterlacke). Ferner wurde das sogenannte «Zweikomponentenverfahren» aufgegriffen, bei welchem zwei niedermolekulare reaktive Stoffe sich nach dem Auftrag zu hochmolekularen und chemisch wie mechanisch sehr widerstandsfähigen und elastischen Filmen vernetzen. Schliesslich wies der Referent unter einer ganzen Reihe weiterer Neuerungen besonders auf hitzebeständige Anstrichstoffe hin, deren Filme bis zu 600°C aushalten; in ihnen treten Silicium und Titan anstelle der Kohlenstoffverbindungen. Neue Rostschutzgrundierungen werden mittels Zinkstaub erhalten, nachdem es endlich gelungen ist, ein Bindemittel zu finden, das den Eisengrund vom Zink nicht zu stark isoliert. Mannigfache Beispiele zeigten, wie die gegenwärtige Umwälzung sich noch mitten in der Entwicklung befindet.

Die imposante Schau demonstrierte im Foyer vielseitige Arbeiten der Kunstgewerbeschulen von Bern und Zürich, namentlich neue dekorative Techniken in ihren Einzelanwendungen, und im grossen Festsaal sodann sehr lebendig wirkende Ausstellerstände von 35 Firmen der schweizerischen Lack- und Farbenindustrie. Innerhalb der Räume der Uhrenmesse vermittelte die Materialprüfstelle des Schweiz. Maler- und Gipsermeister-Verbandes ein interessantes Bild ihres Wirkens. Ihr gliederten sich Stände jener Branchen an, welche sich mit der Herstellung von Materialien, Werkzeugen und Maschinen für das Maler- und Gipsergewerbe befassen. Eine ganze Reihe weiterer gutbesuchter Fachreferate und zwei Filmvorführungen füllten die folgenden beiden Tage der Veranstaltung aus, darunter auch ein Vortrag über «Schalölle und Sichtbeton». In der Eingangshalle aufgestelltes Tabellenmaterial orientierte ausserdem über die Tätigkeit und die Ziele des Verbandes, und für einige Arbeiten des Gipsergewerbes stand die Werkstatt der Basler Gipser-Fachschule an der Hammerstrasse zur Verfügung.

Adresse des Verfassers: Arch. W. Rüdtsühli, Hochwaldstrasse 10, Basel.

Die Schüssbrücke der Gottstattstrasse in Biel

Von A. Heer, dipl. Ing. ETH, Stadttingenieur, Biel; A. Grimm, dipl. Ing. ETH, Biel, und W. Jacobsohn, dipl. Ing. ETH, Zürich

DK 624.271:624.012.47

1. Allgemeines

Das Quartier Mett in Biel umfasst sonnige Wohngebiete und günstig gelegene Industrieareale auf der Südseite des Schüssbogens im Gebiete des Längfeldes. Zur bessern Verbindung dieses Quartiers mit dem Stadtzentrum wurde im Alignementsplan eine neue Strasse zwischen der Uhrenfabrik Omega und dem Stadtzentrum vorgesehen. Sie soll die bestehende Stämpflistrasse entlasten und zwei verschiedene Industriegebiete erschliessen.

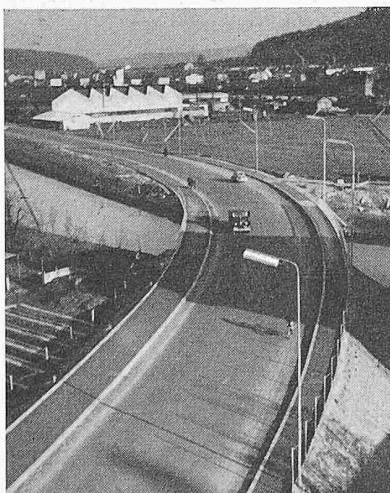


Bild 2. Draufsicht aus Nordosten

Der Bau der neuen Strasse erfordert die Ueberquerung der Schüss, eines Flusses mit stark wechselndem Wasserstand in flachem Gelände, der durch kräftige Erd-dämme kanalisiert ist, die rd. 1,50 m über den gewachsenen Boden in die Höhe ragen. Mit Rücksicht auf eine zweckmäs-

sige Aufteilung der zu erschliessenden Parzellen ergab sich eine Linienführung in einem Winkel von rd. 125° zur Flussrichtung. Fluss und Brücke weisen an der Kreuzungsstelle starke Krümmungen auf, nämlich einen Radius von rd. 100 m für die Flussaxe und einen Radius von 150 m für die Strassenaxe. Im Bereiche der Brücke muss im Längenprofil auch der stetige Uebergang zwischen den beiden ansteigenden Zufahrtsrampen erstellt werden (Bilder 1 und 2).

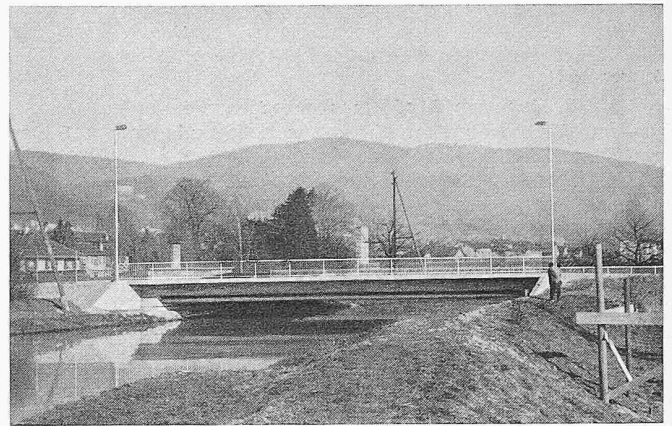


Bild 1. Schüssbrücke der Gottstattstrasse in Biel, vom linken Ufer, aus Südwesten flussaufwärts gesehen

Mit Rücksicht auf den innenstädtischen Charakter der Strasse wurde eine Ausbaugeschwindigkeit von 70 km/h angenommen. Daraus ergibt sich eine Anhaltstrecke von 70 m. Mit Rücksicht auf die Vereisungsgefahr wurde jedoch eine erhöhte Sichtdistanz von 120 m in Rechnung gestellt, die durch den gewählten Vertikalausrundungsradius von 1600 m gewährleistet wird. Das Quergefälle der Fahrbahn wurde mit Rücksicht auf den gemischten Verkehr und die Vereisungsgefahr auf 7 % beschränkt. Für den Uebergang aus der Geraden in den Kreisbogen wurden Klothoidenübergangskurven angewandt und die Fahrbahn bis maximal 50 cm verbreitert. Die Brücke weist damit folgende Breitenabmessungen auf: Ostseitiges Trottoir 2,75 m, Fahrbahn 9,50 m, Westseitiges Trottoir 1,75 m, total 14 m. Die Fahrbahn besteht aus zwei Radspuren von je 1 m Breite, zwei Spuren für Motorfahrzeuge von je 3,5 m Breite und der Fahrbahnverbreiterung von 50 cm infolge der Strassenkrümmung vom Radius 150 m.

Diese äussern Bedingungen ergeben den allgemeinsten Fall, der für die Ueberquerung eines Flusses in Frage kommen kann, nämlich Führung in horizontaler und vertikaler Kurve mit Ueberquerung eines scharf gekrümmten Flussbogens.

Diese äussern Bedingungen ergeben den allgemeinsten Fall, der für die Ueberquerung eines Flusses in Frage kommen kann, nämlich Führung in horizontaler und vertikaler Kurve mit Ueberquerung eines scharf gekrümmten Flussbogens.

2. Vorprojekt

Durch die vom städtischen Tiefbauamt festgelegte Linienführung war die Lage der Strassenbrücke fixiert. Infolge des Charakters der Schüss konnte trotz der schiefen Ueberquerung keine Zwischenstütze im Flusslauf zugestanden werden. Mit Rücksicht auf das erforderliche Durchflussprofil ergaben sich dadurch Spannweiten von 24,50 bis 27 m.

Die Unterkante der Brückenkonstruktion wurde auf Kote 439,00 festgelegt. In der Strassenaxe ergab sich dadurch eine zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe von 105 cm in Brückenmitte und von 101, bzw. 99 cm, über den Widerlagern. Infolge des Quergefälles der Fahrbahn von 7 % verringert sich beim flussaufwärts liegenden Trottoirrand die verfügbare Konstruktionshöhe auf 70 bzw. 64 und 66 cm über den Widerlagern. Diese geringen Bauhöhen treten an der Stelle der grössten Spannweite auf.

In der Folge wurden zwei verschiedene Konstruktionsvarianten studiert. Massgebend für die Berechnung waren die Normen des S. I. A. vom 1. Januar 1956. Als erste wurde eine Plattenbalkenbrücke in Eisenbeton mit schlaffer Armierung und Gegengewichten untersucht. Die Unterzüge wurden einschliesslich einer 20 cm starken Platte 90 cm hoch. Als zweite Variante wurde eine Konstruktion in vorgespanntem Beton in Form einer 50 cm starken Massivplatte mit Gegengewichten geprüft. Der Kostenvergleich ergab nur kleine Unterschiede, so dass sich die Bauherrschaft aus Gründen der

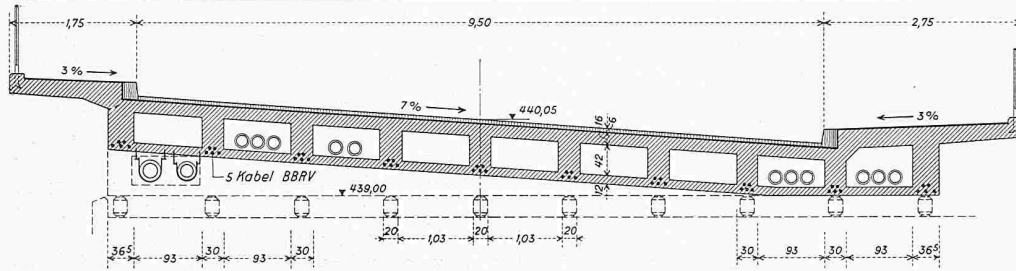


Bild 3. Querschnitt 1:100

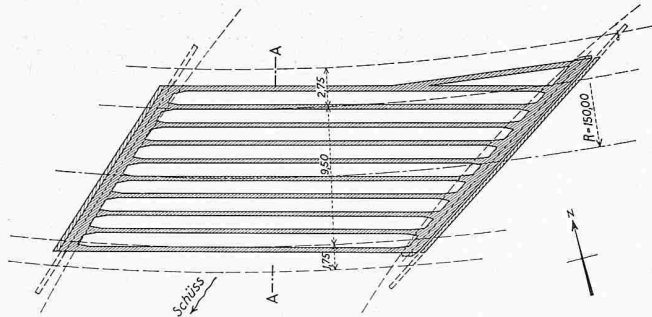


Bild 4. Grundriss 1:500

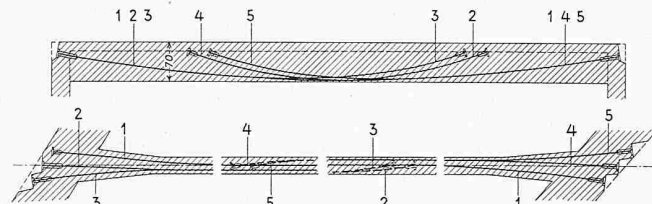


Bild 5. Schema der Kabelführung im Längsschnitt und im Grundriss

Rissesicherheit für die Konstruktion in vorgespanntem Beton entschied. Die eingehendere Berechnung ergab dann, dass die Gegengewichte weggelassen werden konnten, sofern eine aufgelöste und damit leichtere Konstruktion gewählt würde.

Zur Ausführung wurde ein Kastenquerschnitt von 70 cm Höhe mit einer unteren Druckplatte von 12 cm, einer oberen Fahrbahnplatte von 16 cm und Rippen von 30 cm Stärke gewählt (Bilder 3 und 4). Gegenüber einer massiven Platte konnte damit wesentlich an Gewicht eingespart werden. Zudem lassen sich die Werkleitungen von PTT und EW in den Hohlräumen unterbringen. Als Nachteil dieser Konstruktion ist zu erwähnen, dass die Leitungen des Gas- und Wasserwerkes ausserhalb des Brückenquerschnittes aufgehängt werden müssen, um jederzeit kontrollierbar zu sein.

Der Axabstand der vorgespannten Rippen beträgt 123 cm. Jede Rippe wurde mit fünf Vorspannkabeln System BBRV Typ JF/90 vorgespannt, wovon aus Ersparnisgründen nur eines von Widerlager zu Widerlager geführt wurde. Die übrigen vier Kabel wurden entsprechend dem Momentenverlauf nur über $\frac{2}{3}$ der Spannweite verlegt und sind auf einer Seite ohne Spannvorrichtung im Beton verankert (Bild 5).

Infolge der windschiefen Brückenlage liess sich der Einfluss der Lastquerverteilung auf den Kastenquerschnitt rechnerisch nur sehr schwer erfassen. Im Einvernehmen mit der Bauherrschaft sind deshalb zur Abklärung dieses Verhaltens Modellversuche angeordnet worden, die Dipl. Ing. W. Jacobsohn, Zürich, ausführte.

3. Modellversuche

Wie bereits ausgeführt wurde, durfte infolge der örtlichen Gegebenheiten die reine Konstruktionshöhe 70 cm nicht überschreiten. Bei einer mittleren Spannweite von $l = 26$ m beträgt das Verhältnis $h/l = 0,70/26 \approx 1/37$, was für ein frei drehbar gelagertes Tragwerk ausserordentlich schlank ist. Es kam deshalb nur eine vorgespannte Konstruktion in Frage, entweder eine volle Platte oder ein Hohlkasten. Die Vorberechnungen zeigten, dass die zweite Lösung wirtschaft-

licher war. Zur Ausführung wurde deshalb der Kastenquerschnitt (Bild 3) bestimmt.

Da die Brücke im Grundriss schief ist, sollte der Modellversuch insbesondere zu einer genauen Beantwortung folgender Fragen führen: a) Biegemomente und Spannungen infolge der äusseren Lasten ($g + p$);

b) Querverteilung von Einzellasten, insbesondere ob die Quersteifigkeit ohne Anordnung von Querträgern ausreichend sei? c) Einfluss der Vorspannung auf die inneren Kräfte.

Als Modellbaustoff wurde Trovidur gewählt, ein auf der Grundlage von Polyvinylchlorid hergestellter Kunststoff, der sich bei ähnlichen Versuchen bereits bewährt hat [1] [2] (siehe Literaturverzeichnis). Im Gegensatz zu anderen Modellversuchen, bei denen ein Hohlkastenquerschnitt durch eine volle Platte ersetzt wurde [3], ist im vorliegenden Fall der Hohlkasten tatsächlich im Modell ausgeführt worden. Diese Komplikation wurde in Kauf genommen, weil dadurch der Momentenverlauf und insbesondere die Querverteilung von Einzellasten genau entsprechend dem definitiven Tragwerk ermittelt werden konnten.

Das Modell wurde im Masstab 1:40 hergestellt (Bild 6). Zur Bestimmung der auftretenden Spannungen bzw. Momente wurden zwei verschiedene Methoden angewandt: a) Dehnungsmessstreifen (strain-gages), die auf das Modell aufgeklebt werden. Sie ergeben direkt die Dehnungen an der Oberfläche des Modelles auf elektrischem Wege; b) Krümmungsmesser, mit denen man die relative Durchbiegung zwischen zwei Punkten misst. Daraus lässt sich das mittlere Moment innerhalb der Messstrecke berechnen.

Mit Hilfe des Modelles wurden zunächst die Momenteneinflussflächen für neun ausgezeichnete Punkte der Brücke ermittelt (Bild 7) und für Eigengewicht sowie Nutzlasten ausgewertet (Bild 8). An diesem Momentenbild fallen zwei

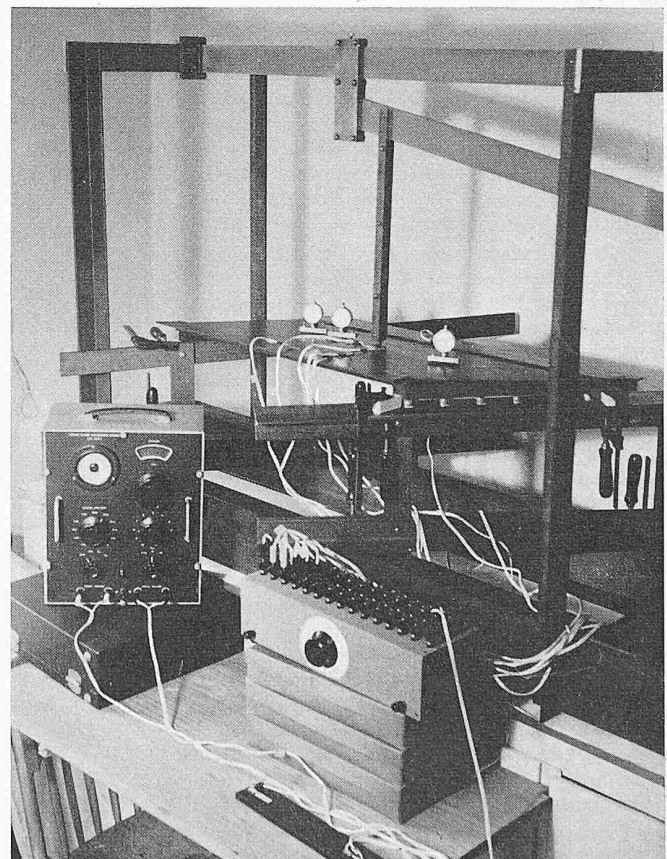


Bild 6. Modell der Brücke mit Belastungsvorrichtung und Krümmungsmessern

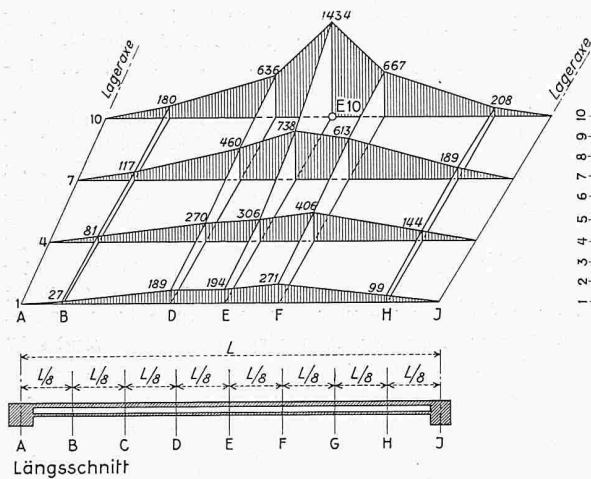


Bild 7. Einflussfläche für die Biegemomente in Längsrichtung im Punkt E 10. Zahlen = Momente in mkg im Schnitt E der Rippe 10 infolge einer Einzellast $P = 1 t$

Erscheinungen auf: a) Das negative Einspannmoment an der stumpfen Ecke (Punkt A 10). Es ist durch den schiefen Grundriss bedingt und wird von dem Auflagerquerträger in Axe A als Torsionsmoment aufgenommen; b) Die Randrippen 1 und 10 erhalten grössere Momente als die übrigen Rippen im mittleren Teil des Hohlkastens. Das hat seinen Grund darin, dass diese Rippen höher sind als die übrigen (siehe Bild 3). Es zeigte sich, dass die Biegemomente der einzelnen Rippen infolge einer gleichmässig verteilten Belastung ziemlich genau das gleiche Verhältnis zueinander haben wie die Eigenträgheitsmomente der Rippen.

Bild 9 zeigt die Längsbiegemomente im Mittelschnitt E infolge einer Achslast von 15 t im gleichen Schnitt. Aus dieser Darstellung geht die ausserordentlich gute Querverteilung des Hohlkastens hervor. Für die Achslast in Fahrbahnmitte werden nämlich alle Rippen annähernd gleich beansprucht. Es konnte auf Grund dieser Resultate auf die Anordnung von Querrippen verzichtet werden.

Entsprechend Bild 10 kann man die Wirkung der Vorspannung statisch gleichwertig ersetzen durch die folgenden drei Komponenten: a) eine zentrische Druckkraft V . Sie erzeugt eine zentrische Druckspannung, die ohne weiteres berechnet werden kann; b) lotrechte Ablenkkräfte q_v . Die durch sie erzeugten Biegemomente können mit Hilfe der Einflussflächen (Bild 7) ermittelt werden; c) ein äusseres Randmoment $M_R = V \times e_R$. Der Einfluss dieses Momentes auf die Schnittgrössen wurde ebenfalls am Modell ermittelt.

Diese Aufspaltung der Vorspannung in drei Komponenten hat versuchstechnisch den grossen Vorteil, dass man die Wirkung der Vorspannung auf das Tragwerk genau ermitteln kann, ohne die Vorspannung selber am Modell anzubringen. Das würde im allgemeinen grosse Schwierigkeiten bereiten und in vielen Fällen überhaupt nicht möglich sein.

Mit den obigen Ergebnissen wurde die Kabelführung festgelegt (Bild 5).

Die Bruchsicherheit des Tragwerkes wurde zu $S_B = 1,95$ berechnet.

Eine umfassende Kontrolle der Messergebnisse durch eine statische Nachrechnung ist nicht möglich, da ja der Modellversuch gerade deswegen durchgeführt wurde, weil die genaue statische Berechnung ausserordentliche Schwierigkeiten bietet. Immerhin sind Kontrollen durch den Vergleich mit einer schiefen Platte möglich. Im folgenden werden für drei verschiedene Lastfälle die gemessenen maximalen Biegemomente im Hohlkasten den berechneten Werten für eine volle Platte mit gleichem Grundriss gegenübergestellt. Die Berechnung erfolgte nach den Angaben von Vogt [4] mit Hilfe der Tabellen von Olsen-Reintzhuber für rechtwinklige Platten [5]:

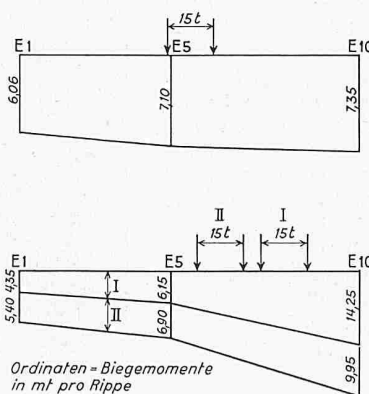


Bild 9. Längsbiegemomente im Mittelschnitt E infolge einer Achslast von 15 t im gleichen Schnitt

Bild 10 (rechts). Aufspaltung der Vorspannung in drei Komponenten

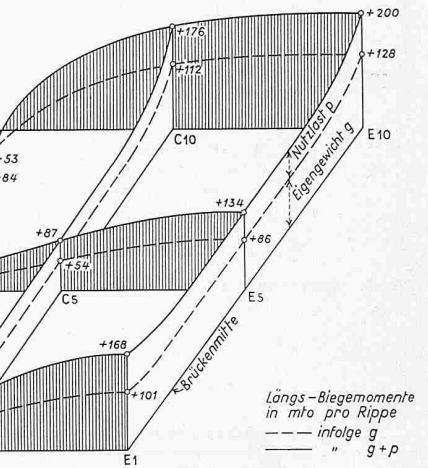


Bild 8. Momentenfläche für Eigengewicht und Nutzlast

a) Gleichmässig verteilte Belastung

Messung: $M = + 0,089 q l^2$ (Kastenquerschnitt)
 Rechnung: $M = + 0,088 q l^2$ (volle, schiefe Platte)

b) Einzellast $P = 1 t$ in Plattenmitte

Messung: $M = + 0,45 \text{ mt/m}$
 Rechnung: $M = + 0,49 \text{ mt/m}$

c) Einzellast $P = 1 t$ in der Mitte des freien Randes

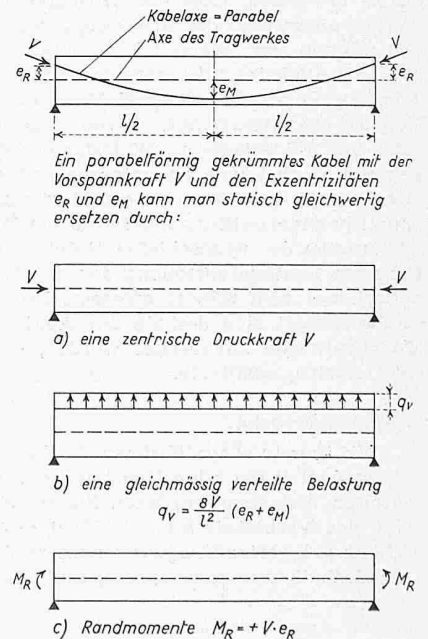
Messung: $M = + 0,95 \text{ mt/m}$
 Rechnung: $M = + 0,80 \text{ mt/m}$

Dieser Vergleich zeigt, dass sich der gewählte Hohlkastenquerschnitt in Feldmitte sehr ähnlich verhält wie eine volle Platte.

4. Bauausführung

Am 16. Juli 1956 wurde mit den Aushubarbeiten begonnen. Das linksufrige Widerlager konnte mit normaler Baugrubensperrung und ohne Wasserhaltung bis auf Kote 435,05, d. h. rund 2 m unter die Flussole, auf tragfähigen Kiesboden abgestellt werden. Beim rechtsufrigen Widerlager fanden dagegen kleinere Wassereinträge statt. Die Wasserhaltung bot aber keine besonderen Schwierigkeiten. Die Widerlagersohle wurde auf dieser Seite auf Kote 435,55 fundiert.

Den Arbeitsvorgang für die Schalungs- und Betonierungsarbeiten der Kastenplatte zeigt Bild 11. Nach Erstellung der unteren Deckenschalung und Verlegung der untersten Platten-



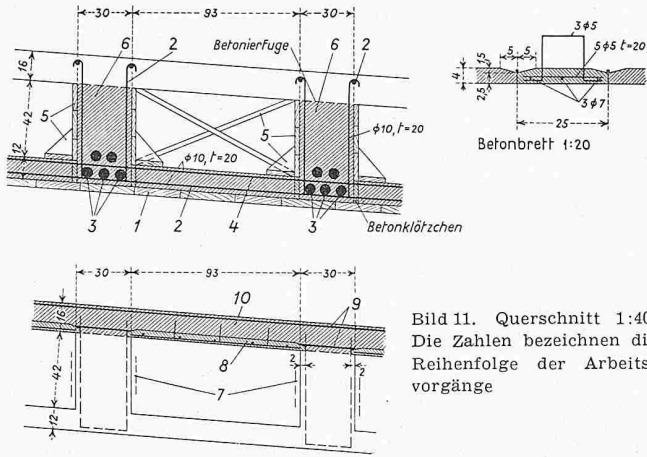


Bild 11. Querschnitt 1:40. Die Zahlen bezeichnen die Reihenfolge der Arbeitsvorgänge

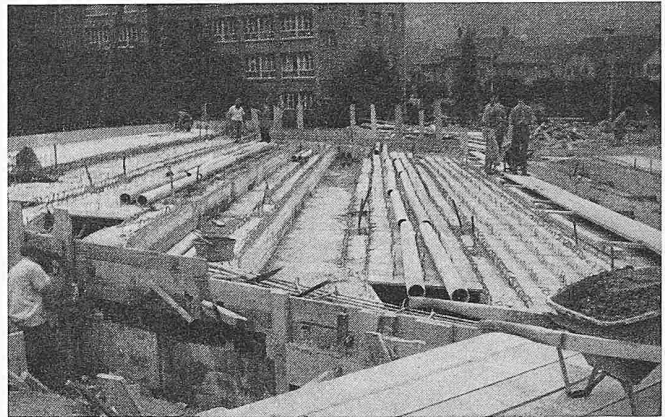


Bild 14. Schalen des Kastenquerschnitts mit den Betonbrettern

eisen und Rippenbügel wurden die Vorspannkabel durch Personal der Stahlton AG., Zürich, auf vorbereitete Eisenbügel montiert. Hierauf wurde die untere Platte fertig armiert und die Seitenschalung für die Rippen mittels Betonklötzchen auf die Plattenschalung abgestellt und verstrebt. Damit konnten die Rippen bis Unterkant obere Platte betoniert werden (erste Etappe). Da keine Schalungshölzer innerhalb der Kasten-träger zurückbleiben sollten, hat man als obere Plattenschalung Betonbretter von 4 cm Stärke gewählt. Diese sind mit Längseisen und Bügeln armiert und dienen zum Teil zur Bewehrung der Fahrbahnplatte. Nach Entfernung der seitlichen Rippen-schalungen wurden diese Betonbretter sowie die Bewehrung der Platte verlegt und diese betoniert (zweite Etappe). Die Bilder 12 bis 14 veranschaulichen einzelne Bau-etappen.

Als minimale Betonfestigkeit nach 28 Tagen wären 400 kg/cm zu erreichen. Diesen Wert haben alle Proben überschritten.

Die erste Vorspannung in der Grösse von 30 % des Endzustandes wurde nach fünf Tagen vorgenommen. Nach 28 Tagen wurde dann in zwei Stufen die volle Vorspannung aufgebracht. Nach weiteren zwei Tagen wurde die Vorspannkraft kontrolliert und die Kabel mit Spezialmörtel injiziert. Einige Schwierigkeiten boten die abgetreppten Aussparungen für die Verankerungsköpfe über den Widerlagern. Wenn diese Anker-köpfe nicht satt über die ganze Fläche auf dem Beton auf-lagen, wurden infolge örtlicher Ueberbeanspruchung die Be-tonecken abgeschert. Mit Schmelzzement liessen sich die de-fekten Köpfe aber so rasch wieder herstellen, dass die unter-brochenen Vorspannarbeiten bereits am nächstfolgenden Tage wieder aufgenommen werden konnten. Nach Aufbringen der

Vorspannung hat sich der Brückenscheitel um 4 bis 6 mm angehoben. Zur Verhinderung von Setzungen des Strassen-koffers hinter den Widerlagern wurden zwei Betonplatten auf der vibrierten Auffüllung erstellt. Die Brücke selbst erhielt ein modernes Geländer aus Leichtmetall.

Die Bauzeit betrug etwas mehr als vier Monate, wobei die ständig schlechte Witterung des Herbstes 1956 und ein fühlbarer Mangel an geeigneten Arbeitskräften einen Monat Verspätung gegenüber dem Bauprogramm zur Folge hatten. Die Brücke konnte am 24. November 1956 provisorisch dem Verkehr übergeben werden.

Die Baukosten der eigentlichen Brücke ohne Zufahrts-rampen beliefen sich, einschliesslich Ingenieurhonorar und Modellversuch, auf 130 000 Fr. Dies ergibt einen Preis von rd. 370 Fr. pro m² Brückentafel. Die Ausführung der Arbeiten erfolgte durch folgende Firmen: Erd- und Eisenbetonarbeiten: Firma Hoch- & Tiefbau AG., Biel; Vorspannarbeit: Stahl-ton AG., Zürich; Leichtmetallgeländer: Hartmann & Cie. AG., Biel.

Literatur

- [1] Vogt: Ermittlung des Tragverhältnisses einer schiefen Brücke durch Modellversuch. Beton und Stahlbetonbau 1955, S. 155.
- [2] Berr und Marx: Ueberbrückung einer zweigleisigen Bundesbahn-strecke durch eine vorgespannte schiefe Platte. Bauingenieur 1956, S. 361.
- [3] Scheibe: Spannbetonbrücke über die Eisenbahn bei Wolfenbüttel. Bautechnik 1955, S. 73.
- [4] Vogt: Das statische Verhalten von zweiseitig aufgelagerten, schief-winkligen Einfeldplatten. Beton und Stahlbetonbau 1955, S. 291.
- [5] Olsen-Reimtzhuber: Die zweiseitig gelagerte Platte. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1950.

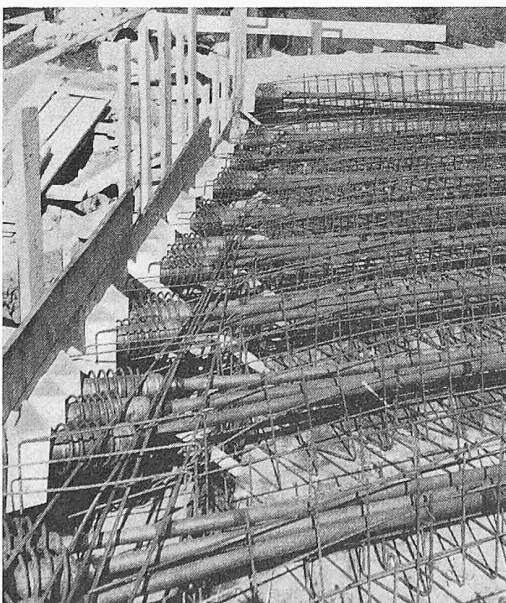


Bild 12. Verankerung der Vorspannkabel

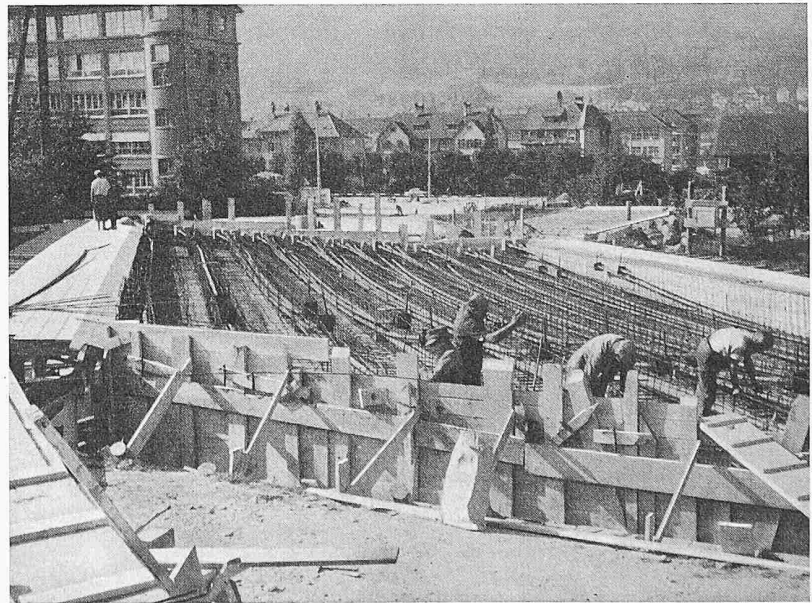


Bild 13. Verlegen der Kabel mit teilweiser Verankerung in der Brückenkonstruktion