

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Band: 91 (1973)
Heft: 41: SIA-Heft, Nr. 9/1973: Brücken

Artikel: Autobahnbrücke der N 3 in Zeiningen
Autor: Hanak, W. / Kaufmann, W.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-72018>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 08.11.2024

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

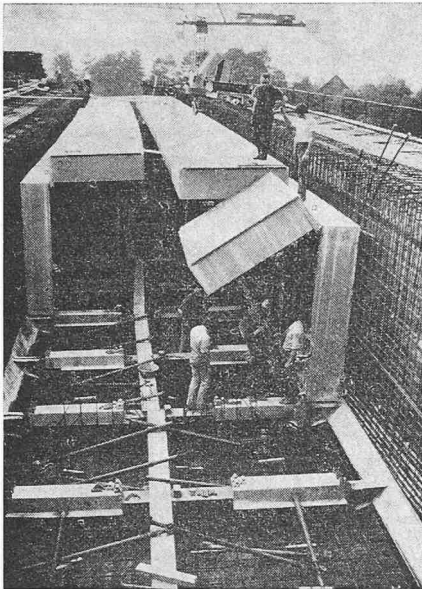


Bild 7. Einbau der inneren Kastenschalung

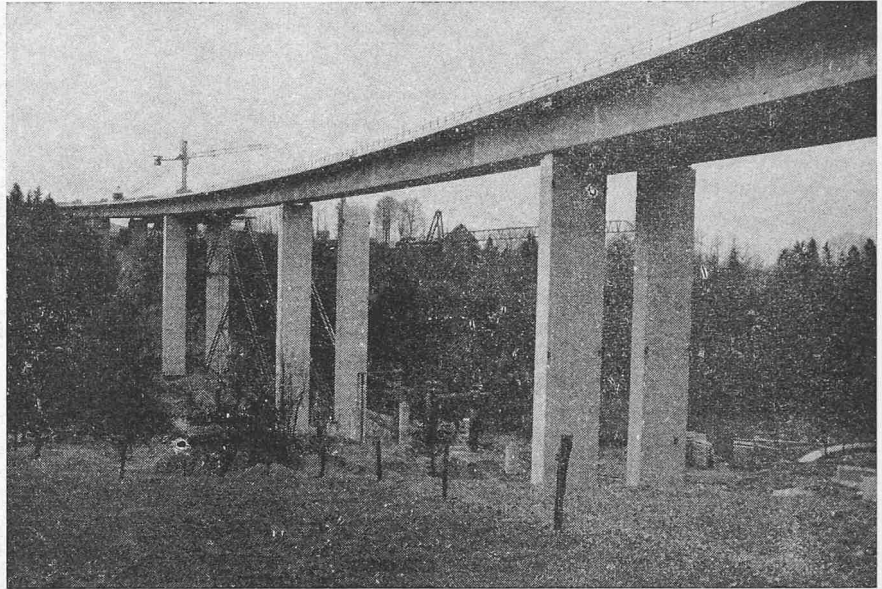


Bild 8. Teilansicht der fertigen Brücke II

Eine Oberbauetappe wird in ununterbrochenem Betrieb mit Verwendung von Abbindeverzögerer über den ganzen Brückenquerschnitt betoniert. Infolge der zum Teil engen Platzverhältnisse sowie der hohen Träger und der geringen Stegbreite von 36 cm, ergeben sich durchschnittliche Betonierleistungen von $8 \text{ m}^3/\text{h}$. Der Zeitbedarf für eine Oberbauetappe, ohne Lehrgerüstmontage, also vom Moment des fertigmontierten Lehrgerüsts bis und mit Vorspannen und Ausschalen der betonierten Etappe, betrug im Mittel 8 Wochen.

Trotz den sehr unterschiedlichen Untergrundverhältnissen hat die Fundation der Pfeiler und Widerlager keine Schwierigkeiten bereitet. Als Besonderheit ist zu erwähnen, dass hangseitig bei den Pfeilern C und E rückverankerte Pfahlwände erstellt werden mussten, um den Kriechdruck der über der Molasse lagernden Rutschmasse aufzunehmen.

Die Pfeiler selbst sind im Gleitschalungsverfahren erstellt, und immer paarweise hochgeführt worden.

Die ursprünglich vorgesehene Bauzeit konnte aus verschiedenen Gründen nicht eingehalten werden, wobei die Beschaffung und Fertigung des Lehrgerüst- und Schalungsmaterials massgeblich an der Verzögerung beteiligt waren.

Die Kosten des Viaduktes, einschliesslich Beläge, Leitplanken, Honorare usw., dürfte trotz der seit 1969 eingetretenen massiven Teuerung noch als sehr günstig angesehen werden, liegen diese doch noch unter 1000 Fr./m^2 .

Bauherr:	Kanton St. Gallen
Oberbauleitung:	Tiefbau- und Strassenverwaltung des Kantons St. Gallen, Abt. Brückenbau
Projekt und örtl. Bauleitung:	Weder & Prim, Ingenieurbüro, St. Gallen, Mitarbeiter: <i>J. Nenadov</i> , dipl. Ingenieur
Geologe:	Dr. <i>A. von Moos</i> , Zürich
Bauausführung:	Arbeitsgemeinschaft: IBA, Ingenieurbau AG, St. Gallen (Techn. Leitung), Prader & Co. AG, Chur, Gautschi AG, St. Margrethen, Pozzi AG, Wattwil, Geiger & Öhri AG, Rorschach.
Vorspannsystem:	BBRV, Stahlton AG, St. Gallen
Lager:	Proceq SA, Zürich
Fahrbahnübergänge:	Mageba SA, Bülach

Adresse des Verfassers: *E. Prim*, Ingenieurbüro Weder & Prim, Tigerbergstrasse 5, 9000 St. Gallen.

Autobahnbrücke der N 3 in Zeiningen

DK 624.27

Von **W. Hanak** und **W. Kaufmann**, Aarau

1. Gegebenheiten

Die Nationalstrasse N 3 überquert nördlich des Dorfes Zeiningen das Tal des Möhlinbaches. Das Tal ist an dieser Stelle etwa 280 m breit und auf seine ganze Breite ziemlich eben. An seinen Rändern im Westen und im Osten steigt es jäh auf etwa 20 m höher gelegene Terrassen an.

Die Nivelette der Nationalstrasse befindet sich etwa 11 m über dem Talboden, in einer Wannenausrundung mit einem Radius von 14000 m. Im Grundriss liegt die Brücke in einer Krümmung von 2750 m. Das Quergefälle beträgt 2%.

Geologisch ist der Talboden im wesentlichen aus drei Schichten aufgebaut. Unter einer Deckschicht aus Talbodenlehm folgt eine inhomogene Schicht alluvialer Ablagerungen. Der eigentliche tragfähige Baugrund von dichtgelagertem Rheintalschotter aus der Risseiszeit befindet sich in einer

Tiefe von bis zu 20 m unter dem Talboden. Grundwasser ist keines vorhanden.

2. Entwurf

Mit den ersten Projektierungsarbeiten wurde im Jahr 1969 begonnen. Zunächst wurden im Rahmen von Planungsstudien grundsätzliche Möglichkeiten für Stützteilung, Stützenform, Lagerungssystem und Querschnitte untersucht. Angestrebt wurde ein Entwurf, welcher eine einfache Herstellung gewährleistete und den Durchblick unter der Brücke nur wenig einschränkte. Als geeignet erwies sich eine doppelt symmetrische Konstruktion mit 7 Innenfeldern zu 33 m und 2 Randfeldern zu 28 m. Je Auflager wurden 4 Stützen in einer Linie senkrecht zur Längsachse angeordnet. Diese Lösung gestattet, rationelle Bauverfahren anzuwenden.

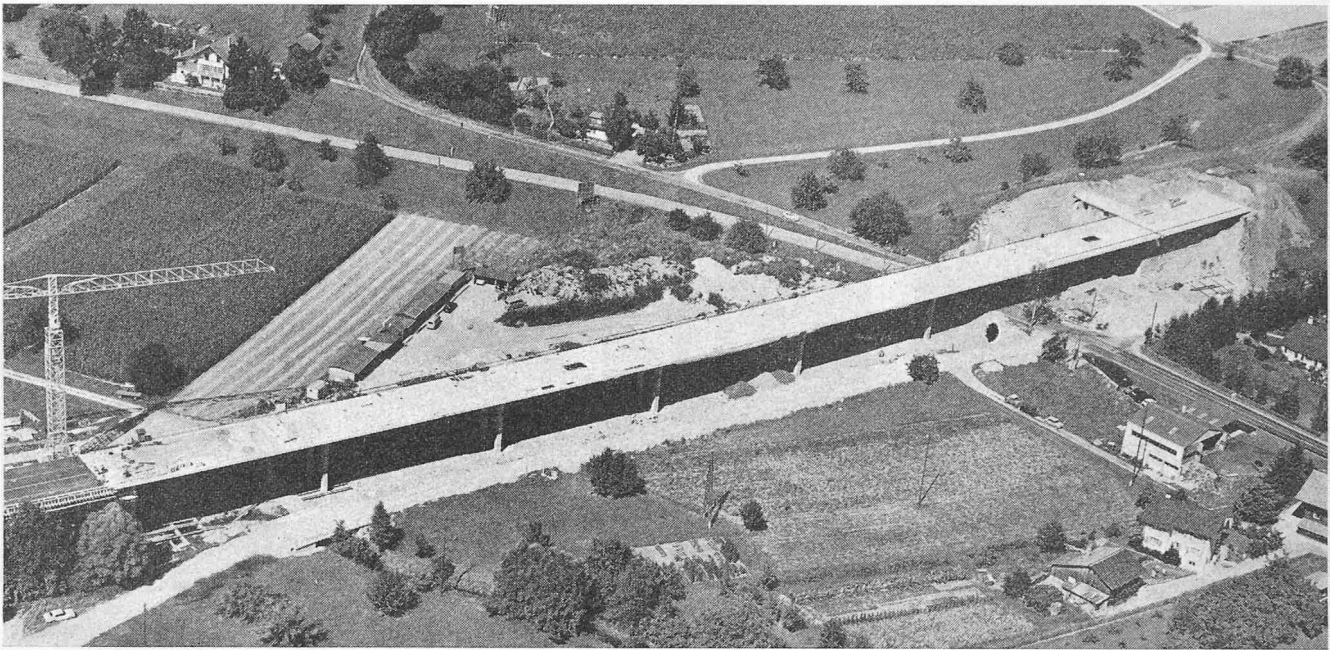


Bild 1. Luftaufnahme der Brückenhälfte Süd nach 7 Etappen

(Comet Photo AG, Zürich)

Zu diesem Vorschlag wurden 4 Querschnittstypen mit je 3 Querschnittshöhen statisch und kostenmässig untersucht, insgesamt also 12 Varianten:

- Plattenbalken, querträgerlos, mit 4 Stegen
- Plattenbalken, querträgerlos, mit 2 Stegen
- 2 einzellige Hohlkästen mit Querträgern
- Fertigteillösung mit vorfabrizierten Längsträgern.

Als wirtschaftlichste Lösung wurde ein vierstegiger Plattenbalken mit einer Konstruktionshöhe von 2,00 m zur Ausführung vorgeschlagen.

3. Submissionsprojekt

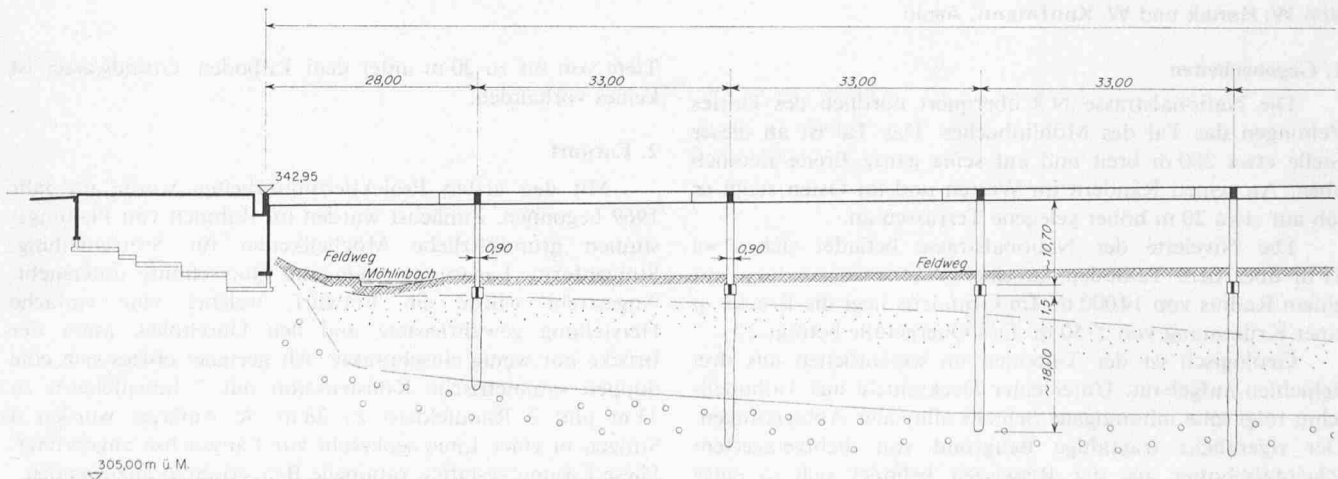
Der zur Submission gelangende Querschnitt war so entworfen worden, dass dem Unternehmer minimale Lohnkosten für Schalung und Rüstung entstanden. Er bestand lediglich aus Fahrbahnplatte und vier Stegen, ohne untere Platten, ohne Vouten, ohne Verdickungen und ohne Querträger. Der Querschnitt war damit in hohem Masse geeignet zur Herstellung im Taktverfahren, benötigte jedoch einen hohen Aufwand an Beton und Vorspannstahl.

- Für die Herstellung wurden 2 Verfahren ausgeschrieben:
- in Blöcken von etwa 100 m³ mit Schwindgassen auf konventionellem, durchgehendem Lehrgerüst
 - im Taktverfahren mit längsverschieblicher Lehrgerüstkonstruktion.

Die im Frühjahr 1970 eingegangenen Offerten waren durchwegs preisgünstig. Sie zeigten, dass die Unternehmer bereit waren, bei der Preisermittlung die Vorteile lohnsparender, aber materialintensiver Konstruktionen zu berücksichtigen. Wie vermutet, war dabei die Herstellung im Taktverfahren etwas billiger als die Herstellung auf durchgehendem Lehrgerüst.

Erstaunlicherweise wurde trotzdem als Unternehmervariante ein traditioneller Hohlkasten mit Querträgern knapp 4% billiger angeboten als die günstigste Offerte für das Submissionsprojekt. Auch nach Bereinigung und Überarbeitung erwies sich dieser Unternehmervorschlag als etwa gleich teuer wie der vorgesehene querträgerlose Plattenbalken. Da ein Hohlkasten gegenüber einem offenen Querschnitt bei Preisgleichheit einige zusätzliche Vorteile bietet, wurde dem Ausführungsprojekt ein geschlossener Querschnitt zu

Bild 2. Längenschnitt der Brücke mit eingezeichneten Kupplungsstellen jeweils 5 m von der Stütze entfernt



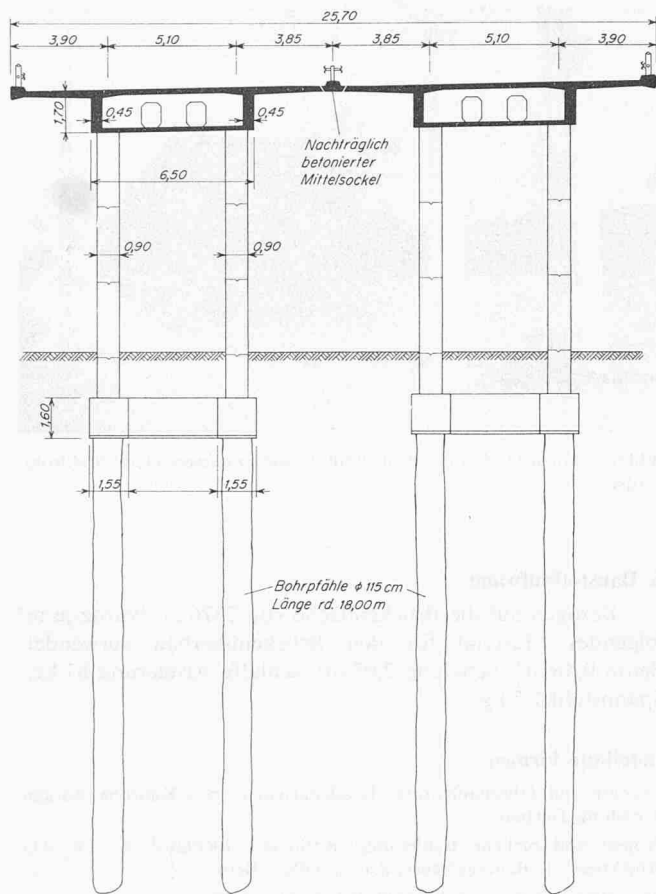


Bild 3. Querschnitt der Brücke

Grunde gelegt. Die seit 1970 weiter gestiegenen Löhne lassen allerdings vermuten, dass heute die Ergebnisse von Vergleichen bereits anders ausfallen würden.

4. Ausführungsprojekt

Die schliesslich ausgeführte Konstruktion (Bilder 1 und 2) besteht aus zwei einzeln hergestellten Brücken von je 12,85 m Breite und einer Gesamtlänge von 287 m. Die Längsfuge wird nachträglich geschlossen. Die Brücken sind in Längsrichtung teilweise vorgespannt (volle Vorspannung für Dauerlasten). Der Überbauquerschnitt besteht aus 2 einzelligen Hohlkästen mit über die ganze Brückenlänge durchlaufender konstanter Querschnittsfläche, durchbrochen lediglich über

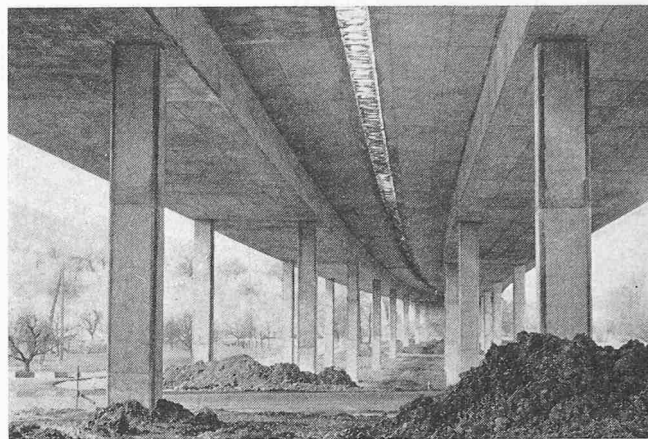
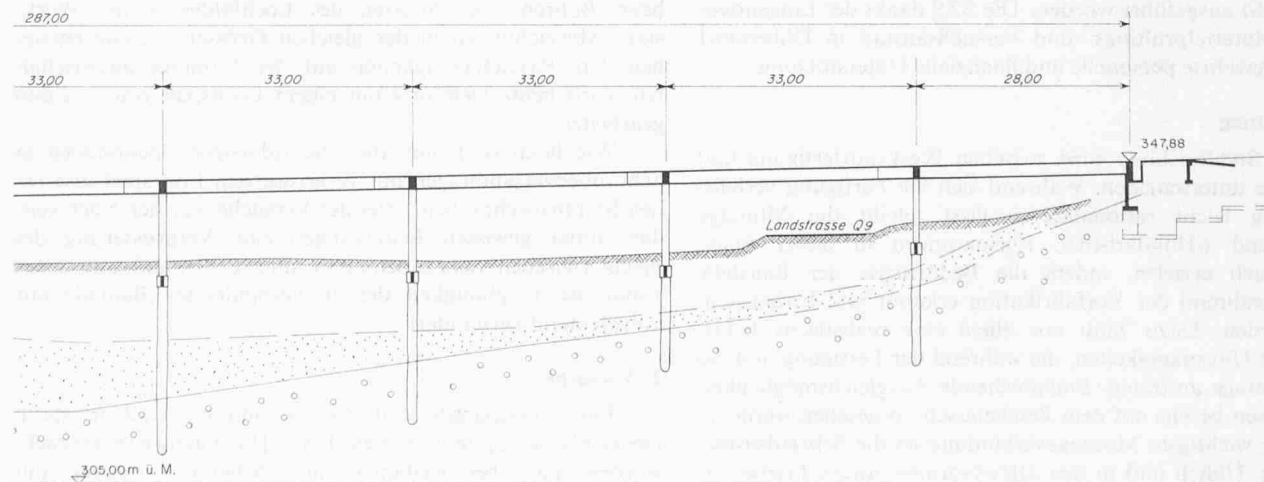


Bild 4. Brückenuntersicht vor dem Schliessen der Mittelfuge

den Stützen und Brückenenden durch Querträger. Die Querschnittshöhe beträgt 1,70 m.

Die Vorspannung wird durch 3 Kabeleinheiten BBRV 240 t je Längsträger aufgebracht. Die Spannkabel laufen ohne Zulagen als ganze Stränge über die volle Brückenlänge. Entsprechend dem Bauverfahren werden sie jedoch in jedem Feld gekuppelt. Die Fahrbahnplatte ist schlaff armiert.

Unter jedem Steg befindet sich je Auflager eine prismatische Stütze, also 4 Stützen je Gruppe. Ihre Querschnittsabmessungen betragen 70 bzw. 90 × 90 cm. Die mittleren 4 Stützengruppen sind am Überbau biegesteif angeschlossen, die übrigen haben am Kopf einfache Betongelenke. Auf den Widerlagern befinden sich bewegliche Lagerkörper. Das statische System ist ein verschieblicher Durchlaufrahmen.

Die Fundation erfolgte durch Bohrpfähle von 115 cm Durchmesser. Unter jeder Stütze ist je 1 Pfahl angeordnet. Zum Ausgleich von allfälligen Toleranzen sowie zur Aussteifung wurden Pfahlkopfsöckel dazwischengeschaltet und mit Querriegeln verbunden (Bilder 3 und 4).

5. Bauvorgang und Baukosten

Die Bauarbeiten wurden im August 1970 begonnen und nach 2 Jahren im August 1972 abgeschlossen.

Vorgängig wurden die Bohrpfähle mit verloraener Bohrung von OK Terrain hergestellt. Auf diese wurden Pfahlkopfsöckel und Fundationsquerriegel gesetzt und die Stützen hochgezogen.

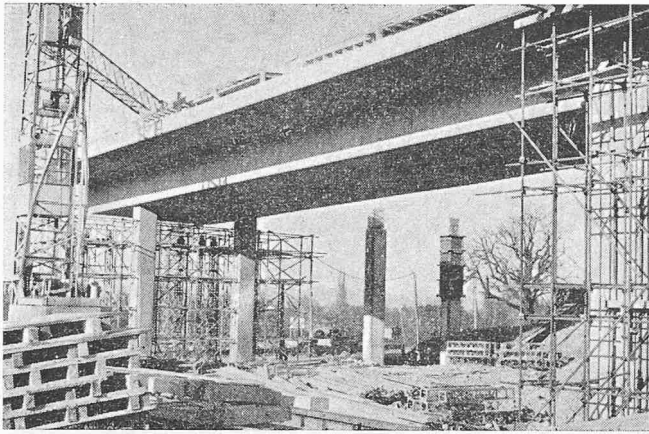


Bild 5. Ansicht einer fertigen Etappe von 33 m Länge, 5 m über die Stützen auskragend

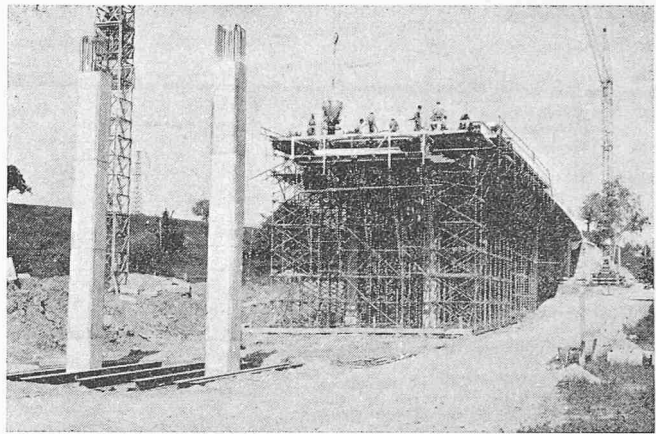


Bild 6. Bauzustand mit dem 18mal wiederverwendeten Stahlrohrgerüst

Die Herstellung des Überbaues erfolgte in Abschnitten von je 33 m Länge auf längsverschieblichen Gerüsten mit folgenden Arbeitstakten (Bild 5 und 6):

- Verschieben des Gerüsts, Richten und Fixieren am Kragarm des vorangegangenen Abschnittes
- Schalen und Armieren des Troges, Einbau der Kabel, wobei alle Kabel gekuppelt wurden
- Betonieren des Troges
- Schalen, Armieren und Betonieren der Fahrbahnplatte
- Vorspannen von je 2 Kabeln pro Steg – das 3. wurde beweglich gekuppelt – mit kurzzeitigem Überspannen sowie anschliessend Injizieren
- Absenken und Verschieben des Gerüsts.

Die Baukosten der Brücke einschliesslich Pfählungsarbeiten, bauseitige Lieferungen wie Leitplanken, Belags- und Isolationsarbeiten sowie Honorare für Projektierung und Bauleitung belaufen sich auf rund 4,8 Mio Fr. oder 650 Fr./m² Brückenfläche (Preisbasis 1972).

6. Baustoffaufwand

Bezogen auf die Brückenfläche von 7376 m² wurde je m² folgendes Material für den Brückenüberbau verwendet: Beton 0,46 m³, Schalung 2,05 m², schlaffe Armierung 83 kg, Spannstahl 7,7 kg.

Beteiligte Firmen

Bauherr und Oberbauleitung: Baudepartement des Kantons Aargau, Abteilung Tiefbau

Projekt und örtliche Bauleitung: Rothpletz, Lienhard & Cie. AG, projektierende Bauingenieure, Aarau, Olten, Bern

Bauunternehmung: Ad. Schäfer & Cie. AG, Aarau

Bohrpfähle: Brunner & Co., Zürich

Vorspannung: System BBRV, Stahlton AG, Zürich

Lager und Fahrbahnübergänge: Proceq SA, Zürich

Adresse der Verfasser: *W. Hanak* und *W. Kaufmann*, dipl. Bauingenieure SIA, in Ingenieurbüro Rothpletz, Lienhard & Cie. AG, Schiffhändstrasse 35, 5000 Aarau.

Versuche an Schraubenverbindungen mit vergrössertem Lochspiel und rohen Stahlbauschrauben

DK 624.078.2

Von **M. Bona**, Winterthur und **U. Morf**, Dübendorf

Der Bericht über die Versuche an Schraubenverbindungen mit vergrössertem Lochspiel und rohen Stahlbauschrauben ist im Auftrag der Schweizerischen Zentralstelle für Stahlbau (SZS) ausgeführt worden. Die SZS dankt der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt in Dübendorf für die gewährte personelle und finanzielle Unterstützung.

1. Einleitung

Im Stahlhochbau wird zwischen Werkstattfertigung und Montage unterschieden. Während sich die Fertigung verhältnismässig leicht rationalisieren lässt, bleibt die Montage weitgehend «Handarbeit». Einsparungen in dieser Phase lassen sich erzielen, indem die Bedürfnisse der Baustelle bereits während der Vorfabrikation erkannt und berücksichtigt werden. Dazu zählt vor allem eine realistische Erfassung der Ungenauigkeiten, die während der Fertigung und bei der Montage auftreten. Entsprechende Ausgleichsmöglichkeiten müssen bereits auf dem Zeichentisch vorgesehen werden.

Die wichtigste Montageverbindung ist die Schraubenverbindung. Üblich und in den DIN-Normen vorgeschrieben ist

ein maximales Lochspiel von + 1 mm gegenüber dem Schraubendurchmesser. Es hat sich gezeigt, dass diese kleine Toleranz zu Schwierigkeiten bei der Montage führt, da bereits beim Bohren oder Stanzen des Lochbildes in der Werkstatt Abweichungen in der gleichen Grössenordnung entstehen. Um Passschwierigkeiten auf der Montage auszuschalten, wird heute vielerorts mit einem Lochspiel von + 2 mm gearbeitet.

Wie hoch sind nun aber die zulässigen Spannungen in Schraubenverbindungen mit vergrössertem Lochspiel und rohen Stahlbauschrauben? Ziel der Versuche war der Nachweis, dass unter gewissen Bedingungen eine Vergrösserung des Spiels zwischen Schraubenschaft und Lochwand auf 2 bis 4 mm die Tragfähigkeit der zu verbindenden Bauteile nur unbedeutend vermindert.

2. Versuche

Für vorgespannte Reibungsverbindungen sind bereits in Deutschland [2] und in den USA [1] Nachweise erbracht worden, dass bei Reibungs- und Scherverbindungen mit