Messung der Kriech- und Schwindverkürzungen an einem vorfabrizierten Brückenträger

Autor(en): **Wanzenried, Hans**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **95 (1977)**

Heft 41: **ASIC-Sondernummer: Brückenbau**

PDF erstellt am: **24.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-73470

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

Die *Pfeiler*, 47 m bis 53 m hoch, als Hohlkasten mit einer Wandstärke von 30 cm ausgebildet, wurden mit *Kletterschalungen* von 4 m Schusshöhe ausgeführt.

Der *Überbau* besteht aus einem vorgespannten, über 15 Felder (849 m) durchlaufenden *Hohlkastenträger*. Die Lagerung des Trägers ist auf den Widerlagern längs und auf den Randpfeilern allseitig verschieblich; auf den Talpfeilern sind unverschiebliche Kipplager angeordnet, ausser auf den mittleren fünf, die monolithisch mit dem Überbau verbunden sind.

In Hinsicht auf die zwangsläufige Anwendung irgendeines Vorbaugerüstes wurde der 4 m hohe Hohlkasten (siehe Bild 5) möglichst schmal gestaltet (10 m), was Konsolplatten von 7,5 m Auskragung ergab. Die teilweise Vorspannung in Längs- und Querrichtung ermöglichte die relativ leichte Querschnittsgestaltung, die in Hinsicht auf den feldweisen Vorbau wünschenswert war.

Getrennt von der im Kasteninnern zusammengefassten *Brückenentwässerung* führt von Osten her die Abschnittsentwässerung in einem Rohr, ⌀ 800 mm, bis zum Pfeiler am Saaneufer. Dort wird das Wasser (bis max. 2 m^3/s) beschleunigt und durch eine Spirale in eine rotierende Bewegung versetzt, worauf es spindelförmig an der Wandung des Fallschachtes entlang abstürzt. Die Energie wird in der Toskammer im Fusse des Pfeilers vernichtet, so dass das Wasser ruhig in die Saane eingeleitet werden kann.

Bauvorgang

Der Überbau wurde im feldweisen Vorbau mit dem Gerüst erstellt, das mit kleineren Spannweiten an der N2 bei Sissach und an der Sihlhochstrasse in Zürich verwendet worden ist.

Um die-60-m Spannweiten mit diesem obenliegenden Vorbaugerüst zu erstellen, musste der Querschnitt etappenweise, d.h. aufgeteilt in Trog, Kastendecke und Konsolplatten ausgeführt werden. Zuerst wurde der Trog in zwei Längsetappen betoniert. Zum Vermeiden von Schwindrissen in der Arbeitsfuge und in der Koppelfuge (im Fünftelspunkt) wurde am Tag nach Betonierschluss 20% der Längsvorspannung aufgebracht. In einer zweiten Etappe kam die Kastendecke in einem Guss zur Ausführung, wobei das Frischbetongewicht

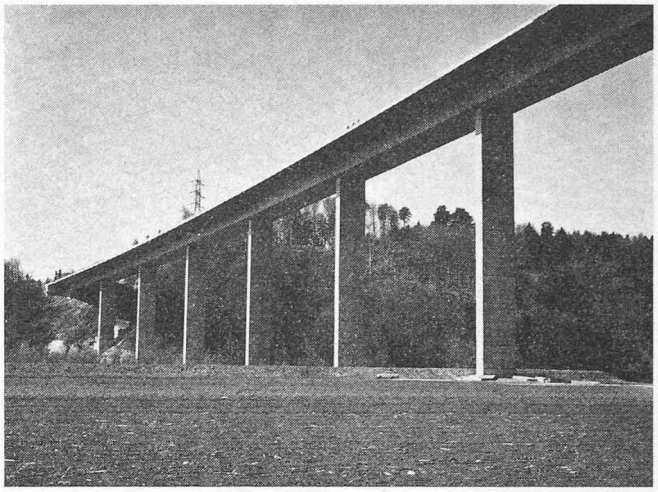

Bild 11. Saaneviadukt kurz vor der Fertigstellung (Blickrichtung Bern)

durch das Gerüst und dem 100% vorgespannten Trog zusammen getragen wurde. Nach erfolgter 100% Vorspannung des Kastenquerschnittes konnte das Gerüst über den eben ausgeführten Brückenträger ins nächste Feld vorfahren (siehe Bilder 6–11). Die Konsolplatten entstanden in Etappen von 12 m Länge, auf dem Nachlaufwagen betoniert.

Der *Regeltakt für 60 m Kastenquerschnitt* betrug *drei Wochen;* für je 24 m Konsolplatte war eine Woche erforderlich. Um diese Arbeitsfortschritte einzuhalten, wurde mit hochwertigem Zement gearbeitet, der Betonfrühfestigkeiten von 266 kg/cm^2 nach zwei Tagen und 318 kg/cm^2 nach drei Tagen ergab (Mittelwerte aus 20 bzw. 95 Proben).

Die Bauarbeiten wurden anfangs 1974 aufgenommen und im Spätsommer 1976 beendet. Die *totalen Baukosten* betrugen Fr. 750.- pro Quadratmeter.

Adresse des Verfassers: *R. Hauser*, dipl. Ing. ETH, Ingenieurgemeinschaft Walder AG, Egelgasse 72, 3000 Bern, und Prof. Dr. H. von Gunten, Institut für Hochbautechnik, ETH Hönggerberg, 8093 Zürich.

Messung der Kriech- und Schwindverkürzungen an einem vorfabrizierten Brückenträger

Von **Hans Wanzenried**, Bern

Im Jahre 1973 erstellte die Baudirektion des Kantons Bern, Kreis IV im Zuge der *Staatsstrasse T1 Bern–Zürich* die *Überführung über die SBB beim Bahnhof Roggwil-Wynau*. Die Brücke schwingt sich in einer S-Kurve über das Tal (Bild 1). Während der nördliche Abschnitt mit der Abzweigung zum Bahnhof (Bild 2) auf einem Lehrgerüst in Ortbeton ausgeführt wurde, besteht der Überbau des südlichen Hauptteils aus einer Fertigteilkonstruktion (Bild 3). Dieser baut sich auf aus vier oder fünf vorfabrizierten Spannbetonträgern. Die Fahrbahnplatte wurde auf vorfabrizierten Betonplatten als verlorener Schalung an Ort betoniert (Bild 4). Über den Stützen sind die vorfabrizierten Träger durch die Ortbetonquerträger miteinander verbunden. Der so entstehende Durchlaufträger über zwölf Felder ist auf den Pfeilern schwimmend gelagert. In der Brückenmitte sind drei Pfeilerpaare monolithisch mit dem Überbau verbunden, alle andern Pfeiler besitzen feste Neotopflager und nur an den Brückenenden wurden Linienkipp-Teflon-Gleitlager angeordnet.

Problemstellung

Sowohl bei der Bemessung der oben eingespannten und der gelenkig verbundenen Pfeiler als auch bei der Bestimmung der Dilatationsfugenbreiten sind die *Brückenverkürzungen* von Wichtigkeit. Über das Kriechverhalten von vorfabrizierten Trägern waren keine Angaben verfügbar. Zur Kontrolle der in die Statik eingeführten Annahmen wurden deshalb *an einem Träger Langzeitmessungen der Verkürzung* durchgeführt.

Der Fertigteilbeton

Aus der Feingliedrigkeit des Trägerquerschnitts und aus dem Fabrikationstakt im Fertigteilwerk ergeben sich die Besonderheiten des Fertigteilbetons. Mit einem Grösstkorn von 20 mm und einer Dosierung von HPC 375 kg/m^3 hat er einen wesentlich höhern Leimanteil als der normale Ortbeton. Es war deshalb zu erwarten, dass der Fertigteilbeton auch ein höheres Schwindmass und ein stärkeres Kriechen zeigen werde.

Bild 1. Gesamtansicht von Norden

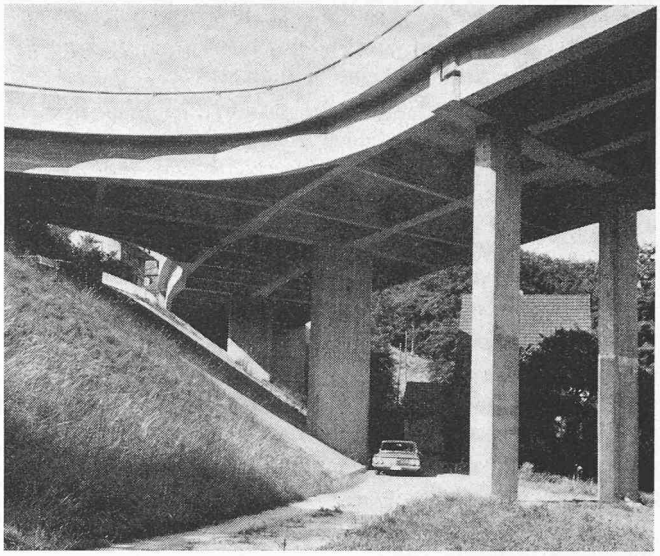

Bild 2. Ortbetonteil mit Abzweigung zum Bahnhof

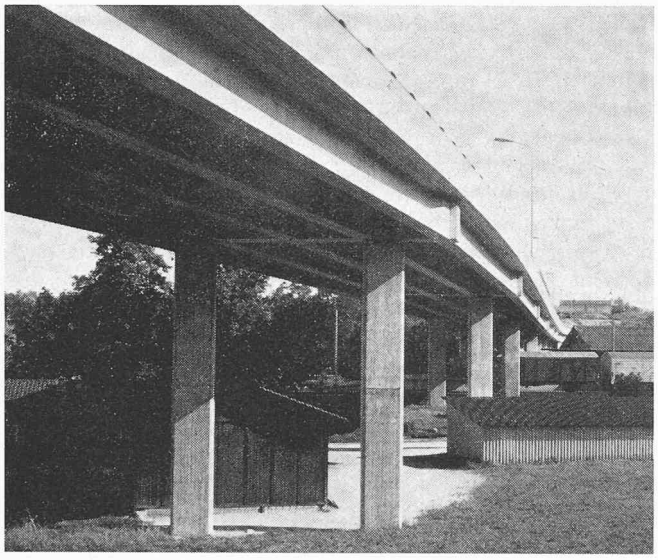

Bild 3. Brückenhauptteil mit Überbau aus vorfabrizierten Spannbetonträgern

Die *Würfeldruckfestigkeiten* betrugen im Mittel nach

1 Tag	$\beta_w = 294$ kg/cm²
3 Tagen	$\beta_w = 400$ kg/cm²
7 Tagen	$\beta_w = 461$ kg/cm²
28 Tagen	$\beta_w = 543$ kg/cm².

Die *Kornverteilung der Zuschlagstoffe* war durch die folgenden Gewichtsanteile der Komponenten

⌀ 0/ 3 mm	22%
⌀ 3/ 7 mm	21%
⌀ 7/12 mm	24%
⌀ 12/20 mm	33%

und durch die Siebkurve nach Bild 5 charakterisiert. Der Wasserzementfaktor betrug W/Z = 0,44.

Messung der Trägerverkürzung

Der Träger Nr. T7K7E12 mit dem Betonierdatum 27. März 1973 wurde zum Zwecke der Verkürzungsmessungen mit je einer Messbolzenreihe an jeder Flanschstirnseite sowie mit neun Thermoelementen ausgerüstet (Bild 6). Die Trägerlänge wurde mit dem Deformeter gemessen, das für die ein-

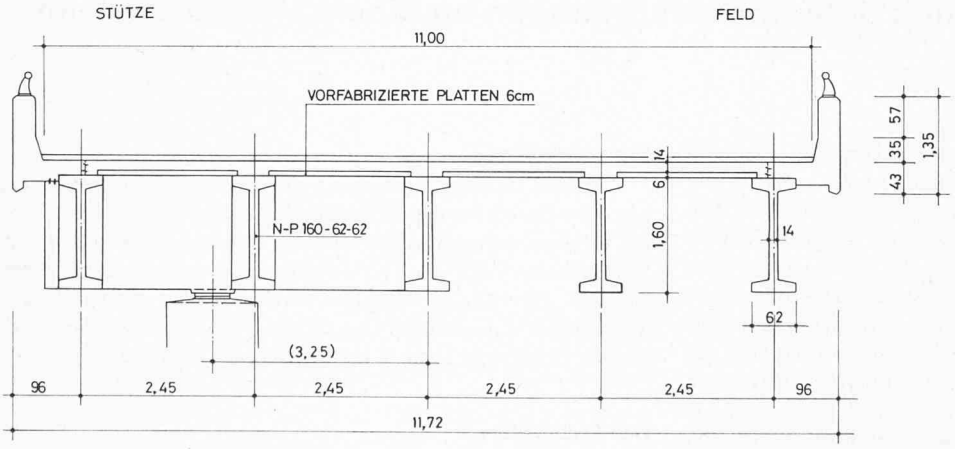

Bild 4. Normalquerschnitt mit 5 Längsträgern

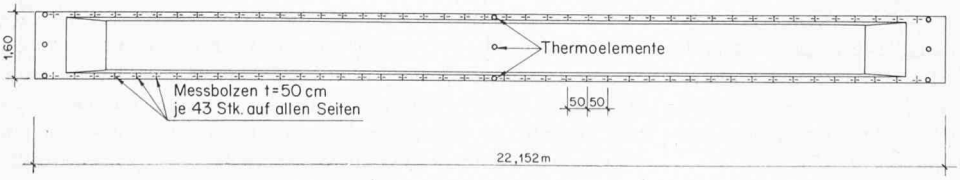

Bild 6. Instrumentierung des Versuchsträgers

zelne Bolzendistanz von 50 cm eine Ablesung auf $^1/_{1000}$ mm erlaubte. Damit wurde eine Genauigkeit der Länge von $^1/_{10}$ mm sicher erreicht. Die Thermoelemente gestatteten die Kompensation der Temperaturschwankungen. Dabei wurde der gewogene Mittelwert aus den neun Einzeltemperaturen verwendet. Der Mittelschnitt erhielt dabei gegenüber den beiden Endblöcken das 14fache Gewicht.

In den Diagrammen (Bild 7 und 8) ist der Verlauf der Trägerverkürzung aufgetragen. Die gemittelte Temperatur und die entsprechende Längenkompensation ist ebenfalls dargestellt. Es ist sofort ersichtlich, dass neben der Temperatur noch weitere Störfaktoren eine Rolle gespielt haben müssen. Da z.B. die *Luftfeuchtigkeit nicht gemessen* wurde, konnte ihr Einfluss auf die Schwindverkürzung nicht eliminiert werden. Der generelle Verlauf der Verkürzung zeigt ein Abklingen schon nach zwei Jahren. Die totale Verkürzung vom Tage der vollen Vorspannung im Alter von 36 Tagen an bis zur letzten Messung am 19. April 1975 beträgt 7,2 mm.

Vergleichsrechnung

Die Berechnung dieser Verkürzung erfolgte unter den nachstehenden Annahmen gemäss Norm-SIA Nr. 162, Art. 5.03[3]:

Endkriechmass: $\varphi_n = 3{,}5$
Erstes Kriechintervall vom 1. bis 36. Tag: $\Delta\,\varphi_1 = 1{,}54$
Elastizitätsmodul: $E_{bo} = 326000$ kg/cm² entsprechend der Würfeldruckfestigkeit $\beta_w{}^1 = 294$ kg/cm²
Zweites Kriechintervall vom 36. bis 748. Tag: $\Delta\,\varphi_2 = 1{,}54$
Elastizitätsmodul: $E_{bl} = 445000$ kg/cm² entsprechend der Würfeldruckfestigkeit $\beta w^{36} = 550$ kg/cm².

Während des ersten Kriechintervalls wirkte nur die Spannbettvorspannung von 90 to. Die rechnerische Verkürzung betrug

infolge Kriechen $\Delta\,L_k = -2{,}3$ mm
infolge Schwinden $\Delta\,L_s = -2{,}8$ mm
$\Delta\,L_{tot} = -5{,}1$ mm.

Dieser Wert stimmt schlecht mit dem Messwert von ca. 0,5 mm überein. Aus dem Diagramm Bild 7 ist ersichtlich, dass in diesem ersten Intervall ein *Quellen des Betons* mit im Spiel war, dessen Einfluss nicht eliminiert werden konnte.

Im zweiten Kriechintervall nach dem Aufbringen der Kabelvorspannung von 163 to stimmt dagegen der errechnete Wert mit

$\Delta\,L_k = -4{,}4$ mm
$\Delta\,L_s = -2{,}8$ mm
$\Delta\,L_{tot} = -7{,}2$ mm genau mit dem Messwert überein.

In den Vergleichsrechnungen wurde mit den für Ortbeton üblichen Annahmen gearbeitet. Die gute Übereinstimmung im zweiten Kriechintervall lässt somit darauf schliessen, dass sich der Fertigteilbeton in bezug auf sein Kriech- und Schwindverhalten nicht wesentlich vom Ortbeton unterscheidet.

Verdankungen

Die Messungen am eingebauten Träger konnten auf einem mobilen Gerüst in Form eines Hubstaplers durchgeführt werden, dessen Kosten die Bauherrschaft übernahm. Der Versuchsträger wurde im Werk Tafers der Fa. Element AG hergestellt und während der Lagerung in kurzen Zeitabständen beobachtet. Diese Messungen wurden durch Mitarbeiter des Lieferwerks besorgt. Die Auswertung der Versuche besorgte Dipl.-Ing. *H. R. Hager*. Für all diese Unterstützungen spricht der Verfasser allen Beteiligten den besten Dank aus.

Adresse des Verfassers: *H. Wanzenried*, dipl. Ing. ETH, i. Fa. Wanzenried + Martinoia, Bauingenieure SIA, Eigerplatz 5, 3007 Bern.

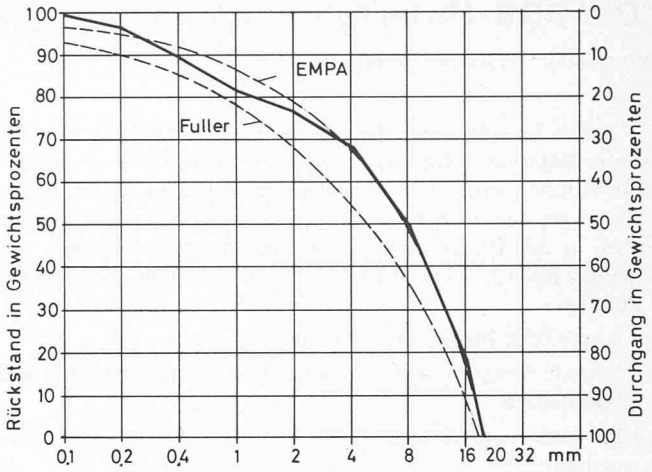

Bild 5. Siebkurve des verwendeten Gesamtgemischs $^0/_{20}$ mm

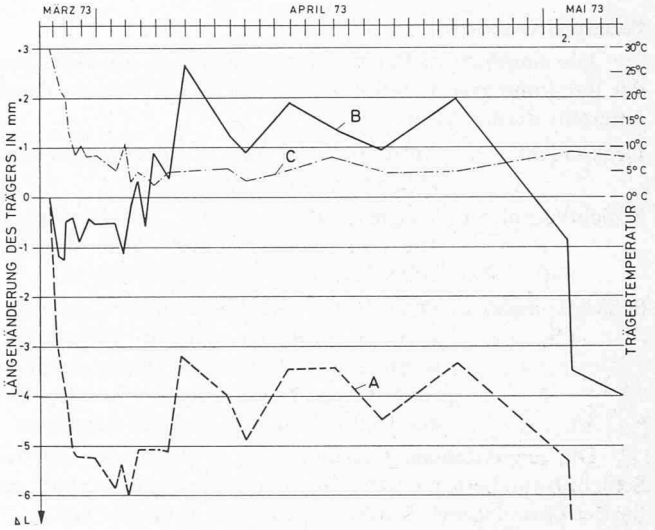

Bild 7. Verlauf der Trägerverkürzungen in der Anfangsphase
A: Mittlere Trägerverkürzung ohne Temperaturausgleich
B: Mittlere Trägerverkürzung nach Temperaturausgleich
C: Temperaturverlauf (positive Werte)

Daten: 28. März Spannbettvorspannung
2. Mai Kabelvorspannung

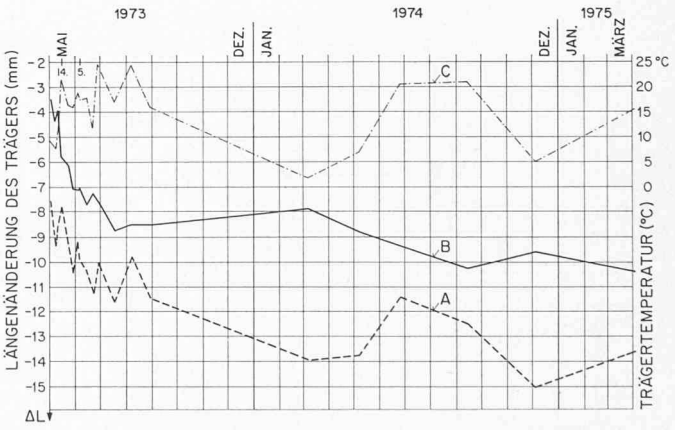

Bild 8. Verlauf der Trägerverkürzungen des eingebauten Trägers

Daten: 14. Mai 1973 Einbau des Trägers
5. Juni 1973 Betonieren der Fahrbahnplatte