

Langfristige Messungen an der SBB- Unterführung in Brüttisellen

Autor(en): **Wachter, H.R.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **79 (1961)**

Heft 37

PDF erstellt am: **11.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-65595>

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.

Langfristige Messungen an der SBB-Unterführung in Brüttisellen

DK 624.21 : 624.012.47.001.42

Von **H. R. Wachter**, dipl. Ing., Sektionschef II bei der Generaldirektion SBB, Bern

1. Einleitung, Zweck der Messung

Im Zuge des Ausbaues der Hauptstrasse Zürich—Winterthur sanierte der Kanton Zürich im Jahre 1953 das Kreuzungsbauwerk Bahn/Strasse in Brüttisellen. Das Tiefbauamt des Kantons beauftragte M. R. Roš, dipl. Ing., ein Projekt für das Kreuzungsbauwerk auszuarbeiten, das in der Folge auch ausgeführt wurde. Ing. Roš beabsichtigt, später die Gründe darzulegen, die ihn dazu führten, eine Brücke in vorgespanntem Beton vorzuschlagen. In jenem Zusammenhang sollen auch die Brücke und deren Bauvorgang eingehend beschrieben werden. Der vorliegende Aufsatz beschränkt sich deshalb auf die Wiedergabe der einen weiteren Kreis interessierenden Messungen, die seit Erstellung der Brücke bis heute weitergeführt wurden.

Die SBB-Unterführung in Brüttisellen war die erste grössere vorgespannte Eisenbahnbrücke, die für die Schweizerischen Bundesbahnen erstellt wurde. Wohl haben die SBB bereits in der Kriegs- und ersten Nachkriegszeit verschiedene Brücken in vorgespanntem Beton erstellt, doch handelte es sich durchwegs um kleinere Bauwerke, bei denen vorfabrizierte, im Spannbett vorgespannte Betonelemente verwendet wurden. Im Lichte der damaligen Zeit — 1953 — war es aber trotzdem ein gewisses Wagnis, den Bau einer Eisenbahnbrücke mit 22 m Stützweite in der neu aufkommenden Bauweise des an Ort gespannten Spannbetons auszuführen. Die SBB haben vor diesem Wagnis nicht zurückgeschreckt und haben sich damit schon frühzeitig zu einer Bauweise positiv eingestellt, die heute allgemein anerkannt ist.

Da es sich bei der Unterführung in Brüttisellen um ein Bauwerk mit sehr übersichtlichen statischen Verhältnissen handelt — einfacher Balken — an denen die Schiefe zwischen Brückenaxe und Auflageraxe nur wenig ändert, wurde die günstige Gelegenheit genutzt, um in ausgedehnten Messungen verschiedene mit dem Spannbeton zusammenhängende Fragen zu klären. Ein weiterer Vorteil des Bauwerkes liegt darin, dass es sich um zwei genau gleiche, nebeneinander liegende eingeleisige Brücken handelt, so dass jeder Messwert doppelt erhalten werden konnte. Sowohl das Brückenbaubüro des Kantons Zürich als Vertreter des Bauherrn wie auch die Brückenbaubüros der SBB waren an diesen

Messungen sehr interessiert, hofften sie doch beide, aus den Resultaten Erkenntnisse für spätere Bauten zu gewinnen. So wurden folgende Messungen vorgesehen und durchgeführt:

1.1 Kurzfristige Messungen

1.11 Messungen während der drei Vorspannetappen zur Abklärung des Reibungsverhaltens der Spanndrähte und zur Ueberprüfung der in den Beton eingeführten Spannungen.

1.12 Belastungsprobe mit Lokomotive zur Abklärung des elastischen Verhaltens der Brücke unter Nutzlast.

1.2 Langfristige Messungen zur Abklärung des Schwind- und Kriechverhaltens des Betons.

1.3 Ausführliche Messungen an Betonproben mit Untersuchung von Würfeldruck- und Biegezugfestigkeit, sowie des Elastizitätsmoduls.

Im folgenden wird nach einer Darstellung der Eigenschaften des verwendeten Betons vor allem Gewicht auf die langfristigen Messungen gelegt, die nun Resultate über einen Zeitraum von 7 Jahren aufweisen.

2. Eigenschaften des Betons

Der Brückenquerschnitt hatte sehr hohe Spannungen aufzunehmen. So betragen für $t = 0$ die rechnerisch nachgewiesenen maximalen Betonspannungen $+ 176 \text{ kg/cm}^2$ (Druck) und $- 15 \text{ kg/cm}^2$ (Zug). Für einen kurzen Uebergangszustand mit reduzierter Schotterstärke erreichten diese Spannungen sogar $+ 186 \text{ kg/cm}^2$, bzw. $- 22 \text{ kg/cm}^2$ ¹⁾. Für $t = \infty$ vermindern sich diese Spannungen erheblich. Der Herstellung eines einwandfreien Betons musste somit alle Aufmerksamkeit geschenkt werden. In Zusammenarbeit mit der EMPA wurde das günstigste Mischungsverhältnis für die drei zur Verfügung stehenden Kieskomponenten $0 \div 8$, $8 \div 15$, $15 \div 30 \text{ mm}$ ermittelt. Das gewählte Kies-Sandgemisch entsprach ungefähr der EMPA-Kurve mit kleinen Korrekturen zu Gunsten der Sandkomponente. Als günstigste Zementdosierung erwies sich 325 kg normaler Portlandzement pro m^3 fertigen Beton. Sehr grosses Gewicht wurde darauf gelegt, den Wasser/Zement-Faktor möglichst niedrig zu halten; die Konsistenz des Betongemisches konnte als steifplastisch bezeichnet werden. Die in Tabelle 1 wiedergegebenen Werte charakterisieren die Qualität des verwendeten Betons, wobei die Werte bis zum Alter von 1 Jahr an Prismen $12/12/36 \text{ cm}$ ermittelt wurden, während die siebenjährigen Werte an Prismen gleicher Grösse bestimmt wurden, die aus einem zu anderem Zwecke erstellten grösseren Probekörper herausgeschnitten wurden.

¹⁾ In späteren Jahren haben die SBB für die Hauptbelastungen Druckspannungen über 160 kg/cm^2 und Zugspannungen überhaupt nicht mehr zugelassen.

Tabelle 1. Eigenschaften des Betons, gemessen an Probekörpern.
Brücke 1 Gleis Winterthur—Zürich (Südseite), Brücke 2 Gleis Zürich—Winterthur (Nordseite)

Alter	Raumgewicht kg/dm^3		Biegezugfestigkeit kg/cm^2		Würfeldruckfestigkeit kg/cm^2		E-Modul kg/cm^2 Stufe 100-5 kg/cm^2	
	Brücke 1	Brücke 2	Brücke 1	Brücke 2	Brücke 1	Brücke 2	Brücke 1	Brücke 2
4 Tage	2,455	—	44,9	—	337	—	385000 ²⁾	—
5 Tage	—	2,455	—	36,1	—	264	—	345000 ²⁾
28 Tage	2,46	2,425	59,6	62,5	494	495	408500	402000
90 Tage	2,445	2,43	66,7	52,9	506	480	426500	411500
180 Tage	2,46	2,445	98,4	74,0	662	555	—	—
365 Tage	2,445	2,485	87,0	81,4	608	599	—	—
7 Jahre	2,475	2,475	90,0	79,0	847	749	518000	511000

²⁾ Stufe 50 \div 5 kg/cm^2 .

Der E-Modul entspricht — mit den unvermeidlichen Streuungen — recht gut der Formel des Art. 10 der S. I. A.-Norm 162, $E_b = 600\,000 \beta / (200 + \beta)$, wenn für β die Würfeldruckfestigkeit an Stelle der Prismendruckfestigkeit eingesetzt wird. Die Abweichung von der Formel ist am grössten für die 7 Jahre alten Proben und beträgt dort 6 bzw. 8 %. Ganz enorm ist die Zunahme der Festigkeitswerte für den Zeitraum zwischen 28 Tagen und 7 Jahren, so erhöhen sich im Mittel die Biegezugfestigkeit um 38 %, die Würfeldruckfestigkeit um 62 % und der E-Modul um 27 %.

3. Ergebnisse der Belastungsproben

Die Belastungsprobe dient der Ueberprüfung des elastischen Verhaltens der Brücke. Aus ihren Ergebnissen kann die statische Berechnung überprüft und der Elastizitätsmodul errechnet werden. Eine erste Belastungsprobe wurde vor der Inbetriebnahme durchgeführt. Jede Brücke wurde dabei im Alter von 44 Tagen mit einer 120 t schweren Lokomotive Ae 4/7 belastet und es wurden die erforderlichen Durchbiegungen und Dehnungen gemessen. Am 16. 8. 60, also in einem Alter von 6 Jahren und 11 Monaten, wurde die Messung in genau gleicher Weise wiederholt.

Hier mögen vor allem die erhaltenen Werte für den Elastizitätsmodul interessieren.

Tabelle 2. Elastizitätsmodul des Betons in kg/cm², gemessen anlässlich Belastungsprobe

Art der Messung	Brücke 1 44 Tage 6 J. 11 M.		Brücke 2 44 Tage 6 J. 11 M.	
	Durchbiegung	500 000	630 000	485 000
Dehnungsmessung	471 000	588 000	478 000	545 000
Eigenfrequenz	485 000	—	442 000	—
Effektiv vorhand. E-Modul (s. Text)	430 000	550 000	420 000	510 000

Der tatsächlich vorhandene E-Modul liegt etwas unter dem direkt gemessenen, da die theoretisch errechneten Spannungen, Durchbiegungen usw. durch rechnerisch nur schwer erfassbare Einspannmomente und ganz leicht durch den Einfluss der Schiefe der Brücke und die Brückenarmierung reduziert werden.

Die Einspannmomente (Schienen-festes Lager) betragen erfahrungsgemäss für Brücken dieser Stützweite 5 ÷ 10 % des grössten Feldmomentes. Die gemessenen Werte werden daher um rd. 10 % verkleinert. Die so errechneten Werte des E-Moduls stimmen mit einer Ausnahme gut mit den an den Probekörpern bestimmten Werten überein.

Nebenbei sei darauf hingewiesen, dass die Lage der neutralen Axe sehr genau in Messung und Rechnung übereinstimmt und dass die Messung mit einer Ausnahme gute Linearität des Dehnungsdiagrammes über die ganze Querschnittshöhe ergeben hat (Bild 1). Als interessantes Detail sei erwähnt, dass durch exakte Messung nachgewiesen wurde, dass die aufgesetzten Abdeckplatten sich nicht in

geringstem Masse an der Aufnahme der Spannungen beteiligen.

4. Anordnung der langfristigen Messungen

Für die langfristigen Messungen wurden drei Messmethoden herangezogen: 1. Präzisionsnivellement, 2. Komparatormessung, 3. Längenmessung mit Invardraht. Die Messungen wurden kombiniert mit Temperaturmessungen im Beton.

4.1 Präzisionsnivellement

Gemessen wurden die Höhenänderungen im Mittelschnitt und in den Auflageraxen der beiden Brücken. Ablesegenauigkeit 1/100 mm, effektive Genauigkeit rd. 1/20 mm.

4.2 Komparatormessung

Als Messinstrument diente ein Komparator (Deformeter) System Meyer-Howard aus Invar mit einer Messlänge zwischen den im Beton eingegossenen Messingbolzen von 290 mm (Bild 2); Ablesegenauigkeit 1/1000 mm. Die effektive Genauigkeit liegt allerdings erheblich unter der Ablesegenauigkeit, indem die geringste Verschmutzung der Körnerlöcher in den Messingbolzen, die kleinste Aenderung in der Handhabung des Komparators das Resultat verfälschen kann. Jede Ablesung wird deshalb so oft wiederholt, bis hintereinander mindestens drei Ablesungen innerhalb rd. 4/1000 mm beieinander liegen. Das Mittel dieser drei Ablesungen wird als Resultat verwendet. Zur weiteren Erhöhung der Genauigkeit wurden verschiedenenorts drei oder fünf Messstrecken hintereinander geschaltet und von diesen wiederum das Mittel genommen. So erreicht wohl die einzelne Ablesung eine Genauigkeit von rd. $1 \div 2/1000$ mm, was einer relativen Dehnung ϵ von $3\frac{1}{2}$ bis $7 \cdot 10^{-6}$ entspricht oder — bei kurzfristiger Belastung und $E = 400\,000$ kg/cm² — einer Spannung von $1,4 \div 2,8$ kg/cm². Auch so sind die Komparatormessungen mit grossen Streuungen behaftet, da jede Messstelle von der lokalen Porosität des Betons abhängig ist, was wiederum lokal zu Streuungen im Schwindmass führt. Nur eine sehr grosse Zahl von Messstellen kann somit bei den kleinen auftretenden Messwerten zu auswertbaren Resultaten führen. So wurden an jeder Brücke in drei Messschnitten je 9, also total 27 Messorte angeordnet, die aus insgesamt 45 Messstellen bestehen (Bild 3).

Auf Grund der ergänzenden Temperaturmessung müssen vor jeder Auswertung die Temperaturdehnungen eliminiert werden. Als Temperatureausdehnungskoeffizient wurde $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$ eingesetzt. Zudem wurde sorgfältig darauf geachtet, während den Messungen möglichst gleichmässige Temperaturverhältnisse in der Brücke vorzufinden. So wurden die Messungen nur in den frühen Morgenstunden oder bei bedecktem Wetter durchgeführt.

4.3 Längenmessung mit Invardraht

Es wurde versucht, mit Hilfe von Invardrähten $\varnothing 2$ mm zwischen zwei Fixpunkten an den Brückenenden die Längenänderung der Brücke zu messen. Um einwandfreie Resultate zu erzielen, wurde der in der Zwischenzeit lose in

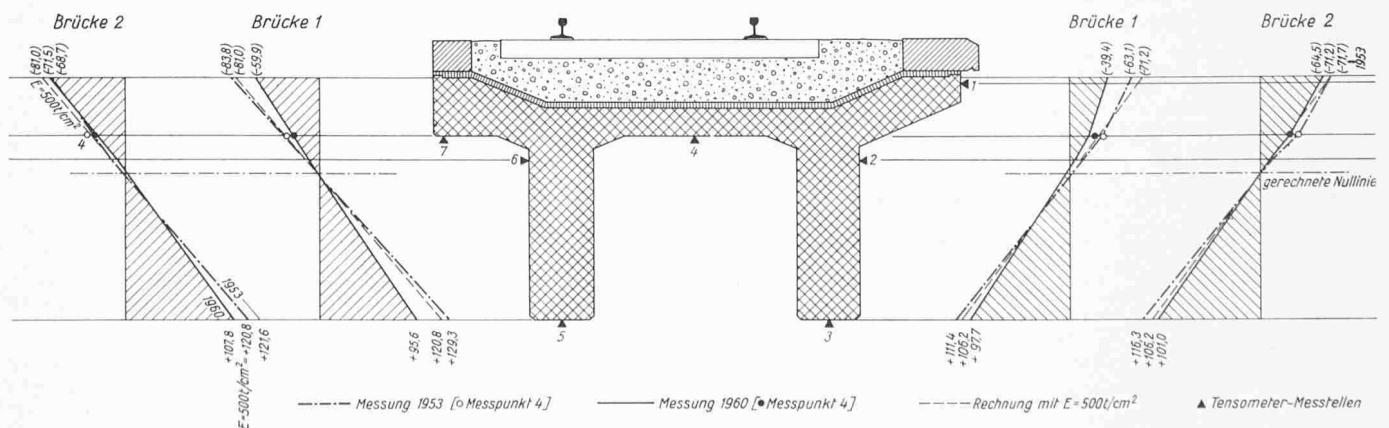


Bild 1. Strassenunterführung bei Brüttisellen, Querschnitt 1:60. Dehnungsmessungen 1953 und 1960 bei Belastung durch eine Lok Ae 4/7

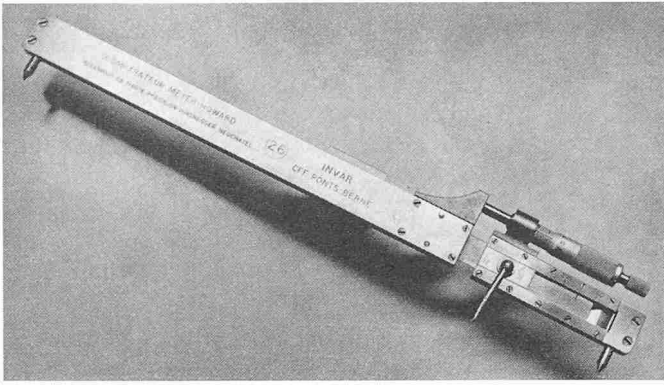


Bild 2. Komparator System Meyer-Howard

Haken liegende Draht bei jeder Messung mit einem geeichten Dynamometer auf 60 kg gespannt. Leider enttäuschten die Resultate, die z. T. unmögliche und aus dem Rahmen fallende Ergebnisse ergaben. Während zwischen den Resultaten der ersten beiden Messmethoden gute innere Uebereinstimmung bestand, lieferte die Invardrahtmessung nicht nur quantitativ, sondern z. T. auch qualitativ schlechte Resultate. Sie schied daher für die weitere Auswertung aus und wurde nach einiger Zeit völlig aufgegeben. Die Ursache des Versagens muss in der konstruktiven Anordnung der Draht-aufhängung und -fixierung liegen. Mit der Zeit wiesen die Drähte immer mehr Knicke und Unregelmässigkeiten auf. Eine starke Korrosion des Drahtes dürfte ebenfalls kaum zur Hebung der Messgenauigkeit beigetragen haben, und ob das verwendete Invar wirklich temperatur-invariabel war, wurde leider nie überprüft.

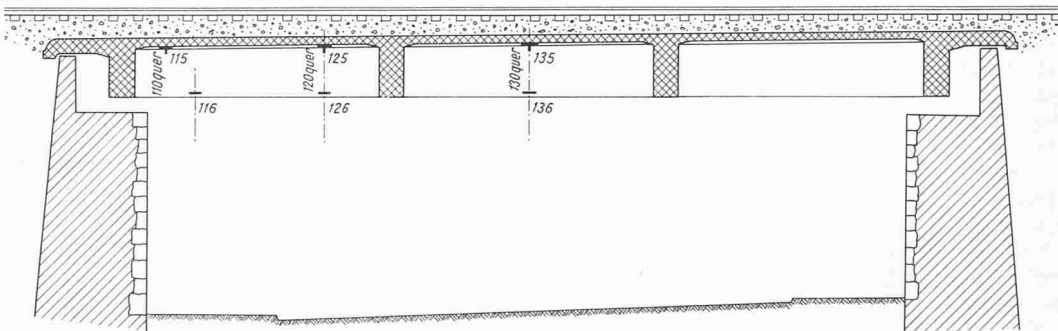
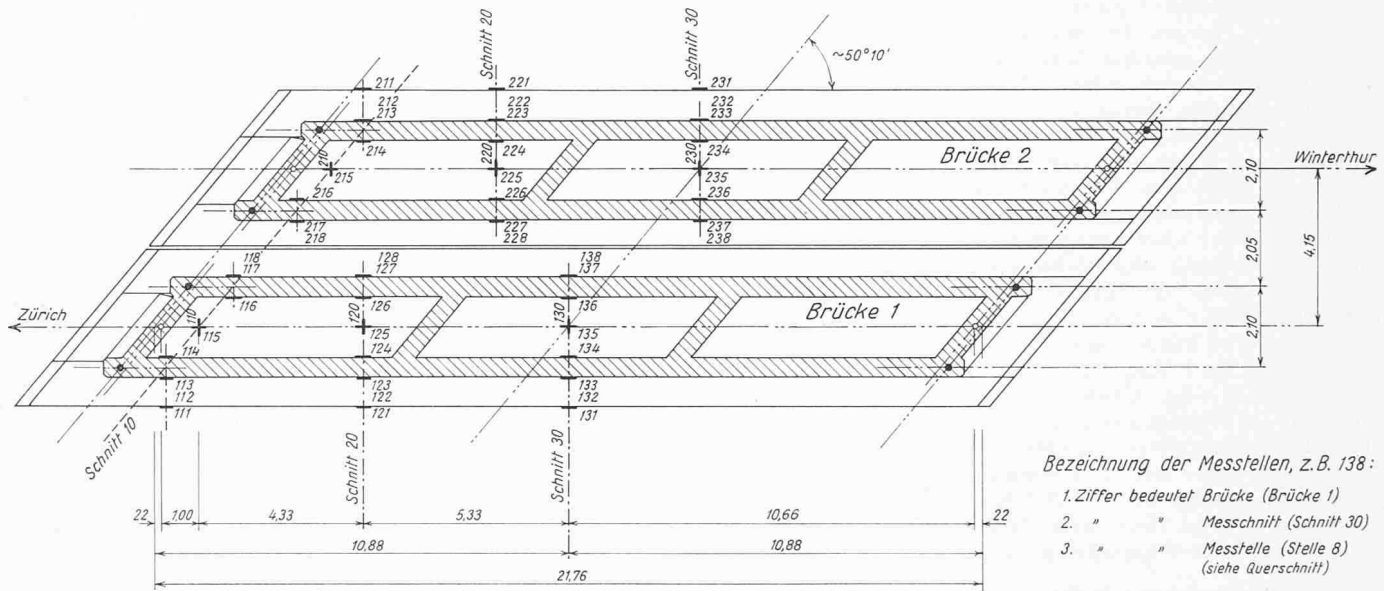
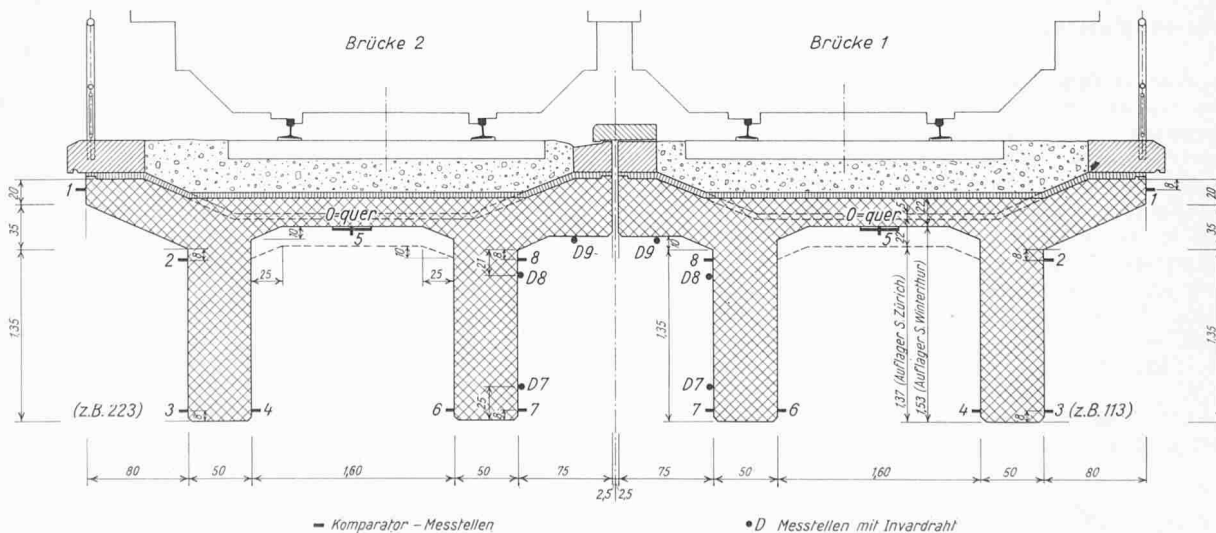


Bild 3a (oben). Anordnung der Komparator-Messstellen im Grundriss, Masstab 1:200

Bild 3b (links) id. im Längsschnitt durch Brücke 1

Bild 3c (unten) id. im Querschnitt, Masstab 1:60



5. Die Resultate der langfristigen Messung

Für die Auswertung bestand das Hauptproblem neben der messtechnischen Seite (Erreichen von auswertbaren Resultaten) vor allem darin, das Schwinden und Kriechen des Betons auseinander zu halten. Dabei wurde folgender Weg beschritten.

5.1 Schwinden des Betons

Das Schwindmass wurde aus drei verschiedenen Messungen zu bestimmen versucht:

5.1.1 Messung an Probekörpern

Seitlich bei den Brücken wurden spezielle, unbelastete Probekörper von 20/20/40 cm hergestellt, die witterungsmässig in gleicher Weise wie die Brücke gelagert waren. Dabei sind naturgemäss trotzdem gewisse Unterschiede vorhanden, indem die Brückenplatte durch eine Asphaltisolierung an jeglichem Feuchtigkeitsaustausch gegen oben verhindert war, die Probekörper aber völlig frei lagen. Das drückte sich dann auch darin aus, dass der Brückenbeton anfänglich besser und länger feuchtgehalten wurde, später aber auch, da eine direkte Benetzung durch Regen nicht möglich war, intensiver austrocknete. In Abhängigkeit von Luftfeuchtigkeit und Regen waren die Probekörper somit stärkeren Schwankungen ausgesetzt als die Brücken. Gemessen wurde über eine Messstrecke von 1 m mit Invarkomparator.

5.1.2 Dehnungsmessung in Querrichtung

An der Untersicht der Brückenplatte wurden einige Komparatorstellen in Brückenquerrichtung angeordnet. Da die Brückenplatte in dieser Richtung nur sehr geringe permanente Spannungen aufweist, war hier kein Kriechen zu erwarten, so dass die auftretenden Dehnungen nach Elimination der Temperatureinflüsse als reines Schwinden angesehen werden konnten, wobei allerdings die Dehnungen infolge Querkontraktion ebenfalls berücksichtigt und eliminiert werden mussten.

5.1.3 Dehnungsmessung am Spannungsnulldpunkt

Wie bereits oben erwähnt, weist die Brückenkonstruktion unter ständiger Last Zugspannungen am oberen Rand auf. Diese für vorgespannte Tragwerke sonst unerwünschte Tatsache hat die messtechnisch erfreuliche Seite, den Spannungsnulldpunkt innerhalb des Brückenquerschnittes zu bringen (Bild 4). Da bekanntlich in der neutralen Faser kein Kriechen auftreten kann, sind die in dieser Faser gemessenen Dehnungen — nach Elimination der Temperatureinflüsse — reines Schwinden. Dabei trat allerdings eine Schwierigkeit auf, indem die Lage der neutralen Faser eine Funktion der Spannkraft ist, und somit mit deren Abnahme ihre Lage ändert.

Die Spannkraftabnahme kann wie folgt aus den gemessenen Dehnungsdiagrammen errechnet werden:

$$A = V_0 \cdot \frac{\Delta \epsilon_v}{\epsilon_{s_{po}}}$$

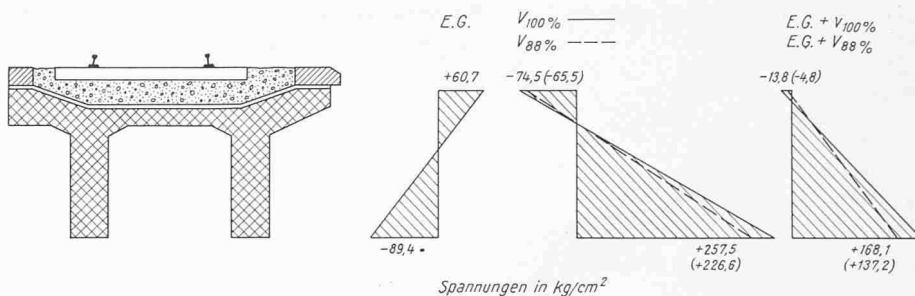


Bild 4. Spannungen an der Brücke infolge ständiger Last

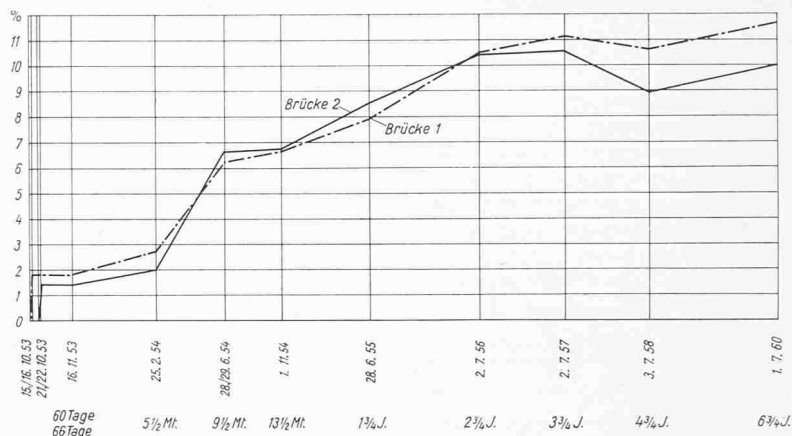


Bild 5. Spannkraftabnahme

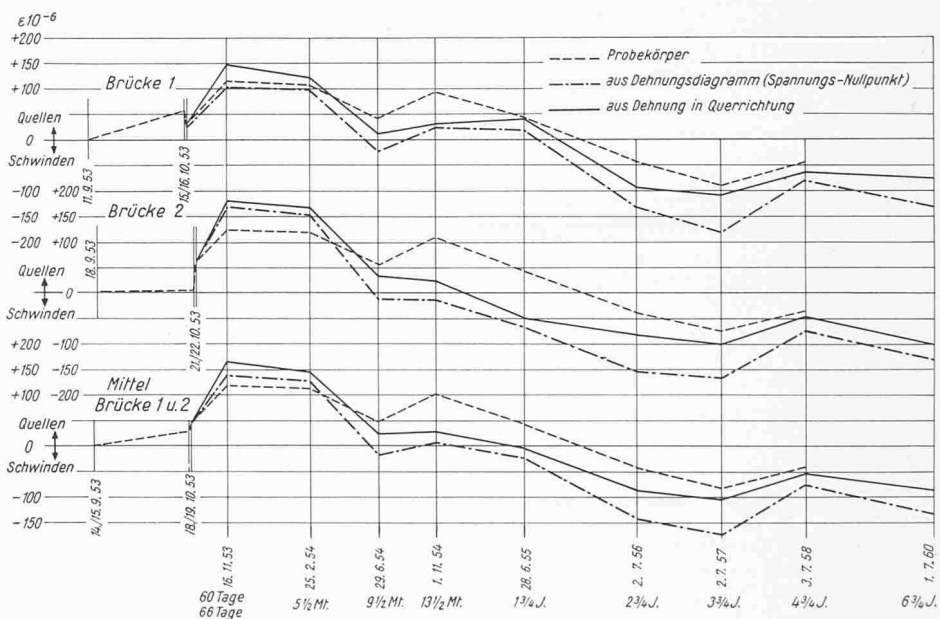


Bild 6. Schwindmasse

- A = Spannkraftabnahme in t
- V_0 = Initiale Spannkraft in t
- $\epsilon_{s_{po}}$ = Initiale Dehnung des Spannstahles
- $\Delta \epsilon_v$ = Gemessene Dehnung der Betonfaser auf Höhe der Spanngliedaxe

Die derart ermittelte Abnahme der Spannkraft ist aus der Darstellung Bild 5 ersichtlich. Sie läuft für beide Brücken ziemlich parallel und erreichte Mitte 1960 (nach knapp 7 Jahren) im Mittel rd. 11%. Da neben Schwinderscheinungen auch Quellen des Betons auftritt, sind temporäre Spannkraftzunahmen leicht erklärlich.

Ist die Spannkraftabnahme in einem bestimmten Zeitpunkt bekannt und damit die neutrale Faser im Betonquerschnitt, so ergibt sich aus der Dehnungsdifferenz zwischen

zwei Messungen das effektive Schwindmass. Dieses wurde aus den drei vorhandenen Schnitten (am Auflager, im Viertel, in der Mitte) als Mittelwert für die Brücke wie folgt gemittelt:

$$\varepsilon_s \text{ mittel} = \frac{\varepsilon_1 + 2\varepsilon_2 + \varepsilon_3}{4}$$

wobei ε_1 = Schwindmass im Auflagerquerschnitt

ε_2 = Schwindmass im Viertel

ε_3 = Schwindmass in Brückenmitte

Aus Bild 6 sind die derart auf drei verschiedene Arten ermittelten Schwindmasse ersichtlich. Es ist eine angenehme Ueberraschung, dass alle Kurven ziemlich parallel und qualitativ gleich verlaufen. Quantitativ darf die Messung am Probekörper aus den erwähnten Gründen weggelassen werden. Wenn wir der Messung in Brückenlängsrichtung (Methode 5.13) die Priorität geben, so weisen heute beide Brücken Schwindmasse von 0,13 ‰ auf, während nach einer trockenen warmen Periode ein Maximum (2.7.57) von 0,18 ‰ erreicht wurde. Da der Beton an der freien Witterung einem steten Schwinden und Quellen unterworfen ist, ist nicht anzunehmen, dass mit den wenigen Messungen ausgerechnet ein Maximum gemessen wurde; auch bleibt die Frage offen, ob die Werte bereits um einen schon erreichten Endwert pendeln. Sicher erscheint nur, dass ein Wert von 0,2 ‰ ohne weiteres erreicht, wenn nicht überschritten werden kann.

Dass der Beton am Anfang relativ stark quillt (0,1 ÷ 0,15 ‰) erstaunt nicht. Solches zeigte sich bei guter Nachbehandlung des Betons (Feuchthaltung während mind. 14 Tagen) immer wieder und wurde durch verschiedene Messungen erhärtet. Dass aber der Uebergang vom Quellen zum Schwinden erst nach $\frac{3}{4}$ Jahren stattfand, dürfte vor allem jahreszeitlich bedingt sein, indem die Brücke im Herbst betonierte wurde.

Nachdem bekannt ist, dass die Schwindwerte — wie übrigens auch die Kriechwerte — stark von den Temperatur- und Feuchtigkeitswerten abhängig sind, mögen einige Angaben über die örtlichen klimatischen Verhältnisse interessieren. Nach Auskünften der meteorologischen Zentralanstalt in Zürich beträgt im nahe gelegenen Kloten die mittlere Jahrestemperatur + 8,5 ° C für die Jahre 1953 bis 1959 und die mittlere relative Luftfeuchtigkeit für die selbe Zeit 81 %. Für das 6 km entfernte Brütisellen sind keine Abweichungen von diesen Werten anzunehmen.

5.2 Kriechen des Betons

Die Kriechmessung wurde ausgewertet vom Datum der letzten Vorspannetappe an, d. h. beginnend im Alter von 35 Tagen. Wohl wurden auch vor diesem Datum die Dehnungen gemessen und ausgewertet, doch zeigten sich bei der Auswertung grosse Schwierigkeiten, die vor allem von der nicht genau bestimmbaren Lagerung der Brücken auf dem Lehrgerüst und der grösseren Inhomogenität des jungen Betons herrührten. Diese Messungen gestatteten immerhin festzustellen, dass die Vorspannung die erwarteten Spannungen im Beton erzeugte, die Brücken somit rechnungsgemäss vorgespannt wurden.

Ausgewertet wurden die Kriechmessungen unter der vereinfachenden Annahme, dass die volle Beanspruchung auf einmal am 35. Tage, d. h. am Tage der letzten Vorspannetappe, aufgebracht wurde, was nicht zutrifft. Der damit begangene Fehler ist jedoch klein. Wenn im folgenden von φ die Rede ist, so handelt es sich um φ_{35} (mit Belastungsbeginn im Alter von 35 Tagen).

Das Kriechmass wurde wiederum anhand zweier Methoden bestimmt: 1. Aus der Dehnungsmessung, 2. Aus dem Präzisionsnivellement.

5.2.1 Auswertung aus der Dehnungsmessung

Für die Höhe der Spannliedaxe gilt nach Leonhardt³⁾ mit genügender Genauigkeit:

³⁾ F. Leonhardt: Spannbeton für die Praxis, Berlin 1955, Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

$$\varphi = \frac{\Delta\varepsilon_B - \varepsilon_S + \varepsilon_{v0} \cdot \frac{A}{V_0}}{\varepsilon_{el} - \varepsilon_{v0} \cdot \frac{A}{2V_0}}$$

wobei:

$\Delta\varepsilon_B$ Gemessene totale Dehnung des Betons vom Beginn der Messung an, abzüglich elastische Verformungsanteile

ε_S Dehnung infolge Schwinden, übernommen aus Auswertung unter 5.13

ε_{v0} Initiale Dehnung infolge Vorspannung

ε_{el} Elastische Dehnung unter ständiger Last

A, V_0 siehe oben

φ Kriechzahl $\frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{el}} = \frac{\text{plastischer Verformungsanteil}}{\text{elastischer Verformungsanteil}}$

Wiederum wird der an drei Schnitten ermittelte Kriechwert für die ganze Brücke in gleicher Weise wie das Schwindmass gemittelt.

5.2.2 Auswertung aus dem Präzisionsnivellement

Da das Kriechen im Bauwerk Krümmungen erzeugt, liegt es nahe, das Kriechverhalten durch ein Präzisionsnivellement abzuklären. In Analogie zur unter 5.21 verwendeten Formel lässt sich eine solche auch in bezug auf die Durchbiegungen anschreiben:

$$\varphi = \frac{\Delta\delta + \delta_{v0} \frac{A}{V_0}}{\delta_{v0} - \delta_{v0} \frac{A}{2V_0} + \delta_g}$$

$\Delta\delta$ = gemessene Durchbiegung vom Beginn der Messung an, abzüglich elastischer Anteil

δ_{v0} = elastische Durchbiegung unter initialer Verspannung

δ_g = elastische Durchbiegung unter Eigengewicht

δ_{v0} und δ_g wurden, da nicht direkt gemessen, mit dem anderweitig bestimmten E -Modul (siehe oben) theoretisch ermittelt.

An Hand des Nivellementes wurde auch der Wert der Dehnungsmessung überprüft, indem aus den gemessenen Krümmungen (Dehnungsmessung) die daraus resultierende Durchbiegung errechnet wurde

$$\delta = \int_0^{l/2} x \cdot d\psi \quad d\psi = \text{Formänderungswinkel des Stabelementes}$$

Daraus ergibt sich, da nur drei Messchnitte vorhanden sind, folgende Formel:

$$\delta = \frac{l^2}{128h} (\Delta\varepsilon_1 + 8\Delta\varepsilon_2 + 7\Delta\varepsilon_3)$$

wobei $\Delta\varepsilon = \varepsilon_o - \varepsilon_u$ (Differenz der Dehnung der oberen und unteren Randfaser)

$\Delta\varepsilon_1 = \Delta\varepsilon$ im Auflagerquerschnitt h = Querschnittshöhe

$\Delta\varepsilon_2 = \Delta\varepsilon$ im Viertel l = Stützweite

$\Delta\varepsilon_3 = \Delta\varepsilon$ in Brückenmitte

Die so errechneten Durchbiegungen stimmen für Brücke 1 ausserordentlich gut überein; bei Brücke 2 ergab sich während zweier Messperioden 1954 eine Differenz von $\delta = 4$ mm, die sich später nicht mehr kompensiert hat, während sonst die Uebereinstimmung ebenfalls sehr gut ist (Bild 7). Diese Tatsache erlaubte denn, das erst mit einem Monat Verspätung einsetzende Nivellement mit genügender Genauigkeit durch die aus der Dehnungsmessung errechneten Werte zu ergänzen.

Die nach beiden Methoden bestimmten Kriechkurven für φ_{35} weisen sehr gute Uebereinstimmung auf (Bild 8). Der Wert für φ_{35} beträgt für beide Brücken nach $6\frac{3}{4}$ Jahren rd. 1,6. Dabei haben die Kriechkurven einen deutlich asymptotischen Verlauf. Der Endwert ist eindeutig noch nicht erreicht und wird 1,7 mit Bestimmtheit erreichen.

Die Messung zeigt, dass der in der S. I. A.-Norm vorgeschriebene Wert $\varphi_{28} = 2$ durchaus den Realitäten entspricht und keine Reserven aufweist.

Ein Einfluss, der bei der Berechnung von Spannbetonbauwerken nicht vernachlässigt werden darf, die Relaxation des Spanndrahtes, ist hier nie erwähnt worden. Ob diese an der Brücke eine nennenswerte Rolle spielt, lässt sich auf Grund der Messung nicht ermitteln, ist aber bei der guten inneren Übereinstimmung der Messresultate nicht zu erwarten. Immerhin könnte bei Berücksichtigung der Relaxation des Spanndrahtes der effektive Kriechwert noch etwas höher liegen, ebenso die errechnete Spannkraftabnahme.

5.3 Rissebildung

Zwischen der 1. und 2. Vorspannetappe hat sich an der Brücke 1 im Brückenviertel an der Konsole oben ein Riss gebildet. Ursache war vermutlich eine durch die Vorspannung hervorgerufene ungünstige Entlastung des Lehrgerüsts, die das Brückende als Kragträger wirken liess. Zufälligerweise lag der Riss mitten in einer unserer Messstellen und liess sich somit sehr gut beobachten. Nachdem sich der Riss zwischen der 1. und 2. Vorspannetappe gebildet hat, hat er sich zwischen der 2. Vorspannetappe und dem Absenken der Brücke erweitert. Ein letztes Mal hat er sich verbreitert im 1. Monat nach der letzten (3.) Vorspannetappe. Seither — d. h. während praktisch der ganzen Messperiode — hat er bei einer konstant gebliebenen Rissbreite von rd. 0,13 mm die Dehnungen und Stauchungen des Querschnittes mitgemacht mit einer Streuung, die die Streuung der übrigen Messpunkte kaum überschreitet. Der Riss ist somit seit fast sieben Jahren absolut ruhig geblieben und der Querschnitt verhält sich auch im Rissbereich homogen.

6. Durchführung und Weiterführung der Versuche

Die Durchführung der beschriebenen Versuche lag in den Händen der Sektion Brückenbau des Kreises III der SBB. Sehr dankbar waren die SBB dem Tiefbauamt des Kantons Zürich für die finanzielle Unterstützung der Messung und die selbstverständliche Bereitschaft, die mit den Messungen verbundenen Unannehmlichkeiten für den Strassenverkehr auf sich zu nehmen.

Schweizerischer Autostrassenverein

Am Samstag, den 26. August, fand im Kantonsratssaal in Solothurn die ordentliche Mitgliederversammlung des Schweiz. Autostrassenvereins statt. In den Vorstand wurde Dr. H. Erzer, Regierungsrat und Bau-Direktor des Kantons Solothurn, neu gewählt. Im Mittelpunkt der anschliessenden, gut besuchten Generalversammlung stand ein Referat des Vereinspräsidenten, a. Regierungsrat O. Stampfli, Biberist, der am 1. August 1961 nach 25jähriger, erfolgreicher Tätigkeit als Bau-Direktor aus der Regierung des Kantons Solothurn ausgetreten ist. Er gab unter dem Titel «Solothurn und seine Nationalstrassen» eine Uebersicht über die vielseitigen politischen und technischen Probleme, die sich für den Kanton Solothurn in Zusammenhang mit den Vorbereitungen und dem Bau der Nationalstrassen ergeben. In der ersten Etappe sollen rd. 36 km Nationalstrassen I. Klasse erstellt werden, was eine grosse Anstrengung aller technischen Organe und Unternehmungen bedarf. Die Planbearbeitung, die weitgehend durch private Ingenieurbüros ausgeführt wird, ist bereits weit fortgeschritten, und die Detailprojekte werden noch diesen Herbst den Gemeinden

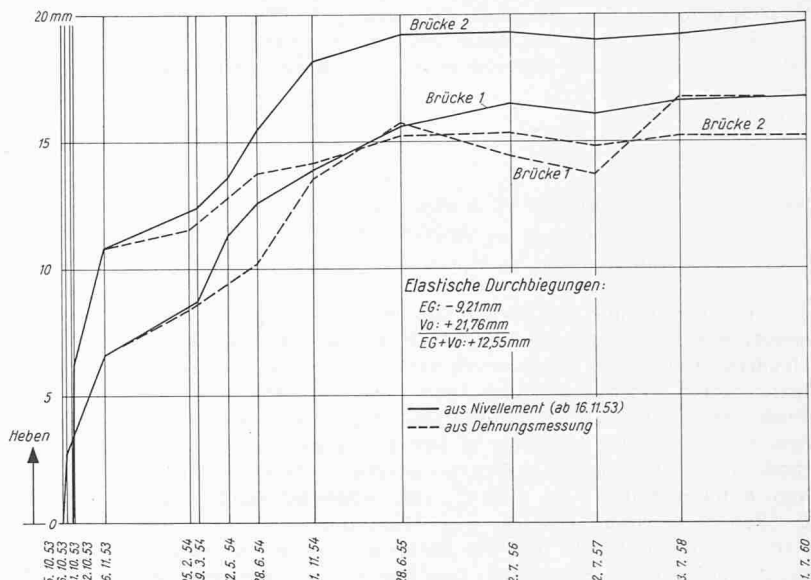


Bild 7. Durchbiegungen infolge Kriechen des Betons

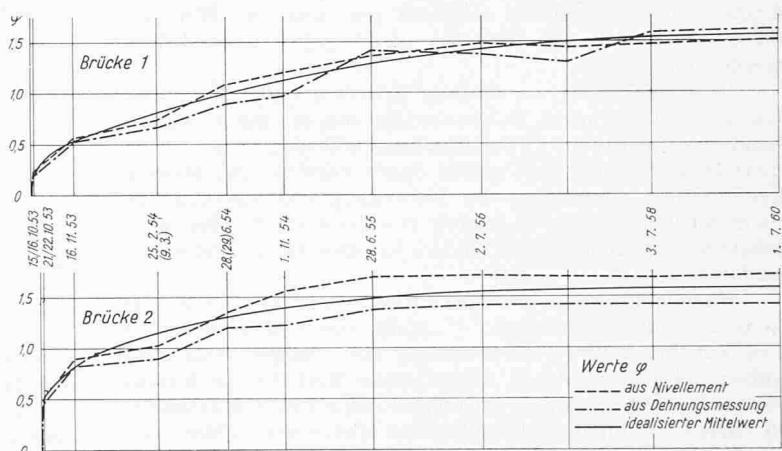


Bild 8. Kriechmasse (φ_{35})

Die Versuche sollen in Abständen von 1 bis 2 Jahren in gleicher Weise weitergeführt und erst abgeschlossen werden, wenn das Verhalten der Brücke mit Sicherheit stationär geworden ist.

Adresse des Verfassers: H. R. Wachter, dipl. Ing., Sonneggstrasse 9, Worb BE.

zur Vernehmlassung zugestellt. Mit dem Bau soll wenn möglich Ende 1962 begonnen werden. In die erste Etappe fällt auch die Projektierung und der Bau des 3,3 km langen Bölichen-Tunnels, dessen Erstellung allein eine Kostensumme von rd. 75 Mio Fr. erfordern wird. Die Kantone Baselland und Solothurn sind insbesondere an der bis heute noch unentschiedenen Frage interessiert, ob der Tankwagenverkehr durch den Bölichen-Tunnel zugelassen werden soll oder nicht, da sonst die bestehenden Hauensteinstrassen in noch grösserem Umfang ausgebaut werden müssten. — Mit einem gemeinsamen Mittagessen bei strahlendem Wetter auf dem Weissenstein fand die diesjährige Mitgliederversammlung ihren wohl gelungenen Abschluss.

Der Autostrassenverein verfolgt vorwiegend verkehrspolitische und propagandistische Ziele. Für die Behandlung von Spezialaufgaben steht ihm eine technische Kommission zur Verfügung. Durch Studienreisen sucht der Verein neue Kenntnisse zu vermitteln. Unmittelbar vor der Generalversammlung hatte eine erfolgreiche Exkursion durch Deutschland stattgefunden. Kantonsing. F. Fontana, Solothurn

DK 061.2:625.711.3