

# Versuche an der Glattbrücke in Opfikon

Autor(en): **Leonhardt, F.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **83 (1965)**

Heft 28

PDF erstellt am: **17.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-68207>

## **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.

waren, begann das Betonieren. Schwierigkeiten bot das satte Unterfüllen der oberen Stahlplatten. Die ursprünglich vorgesehene Anwendung von Prepect-Beton wurde nach eingehenden Vorversuchen fallen gelassen, da der aufsteigende Mörtel unter der ebenen Oberfläche stets Hohlräume aufwies, die sich auch durch Injektionen nicht beseitigen liessen. Schliesslich betonierte man in Schichten bis knapp unter die Oberfläche und presste dann durch die Platten von oben Mörtel ein, bis er seitlich ausfloss. Die verbleibenden Streifen zwischen den Platten wurden am Schluss mit einem Belagsbeton ausgefüllt, dessen Haftung durch Verwendung von Kunstharz verbessert wurde.

#### Projekt und Ausführung

Bauherrschaft: Eidg. Bauinspektion  
Zürich

Gesamtprojekt der EMPA-Neubauten:  
Arch. W. Forrer, Zürich

Ingenieurprojekt des Aufspannbodens:  
Ingenieurbüro Fietz u. Hauri,  
Zürich

Eisenbetonarbeiten: Firma J. Piller,  
Zürich

Stahlbauteile: Ateliers de Constructions  
Mécaniques de Vevey SA

Verbindungsteile: Firma Mecana SA,  
Schmerikon SG

Adresse des Verfasser: Prof. H. Hauri,  
dipl. Bauing., Tennried 25, 8044 Gockhausen

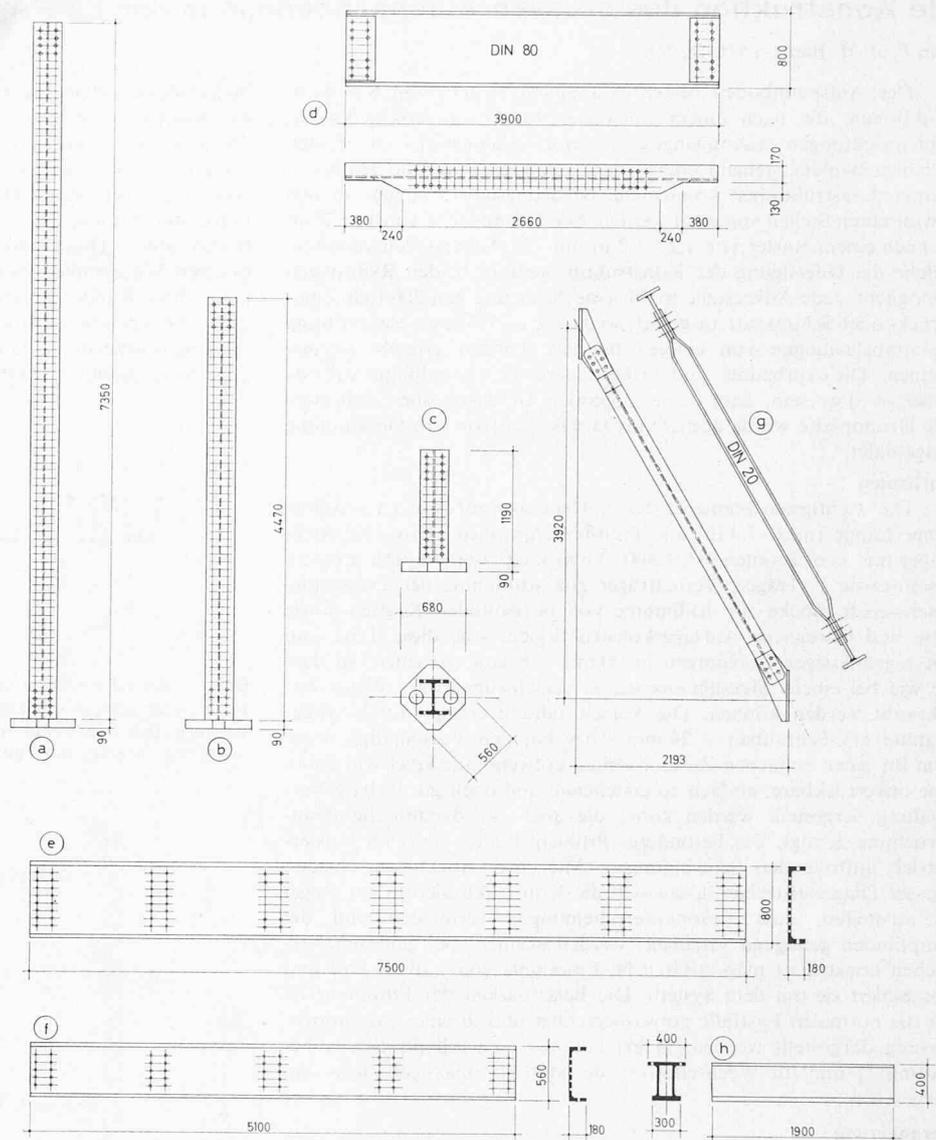


Bild 3. Aufbauten-Einzelteile, Masstab 1:80. Die wichtigsten Einzelteile, aus denen Aufbauten zusammengesetzt werden können: a)b)c): Stützen aus HEB 360; d): Jochträger aus HEB 800; e): grosser U-Träger, geschweisst; f): leichter U-Träger, geschweisst; g): Streben; h): Verteilsträger

## Versuche an der Glattbrücke in Opfikon

Es ist ein ungewöhnlicher Glücksfall, wenn an einem grossen Bauwerk überprüft werden kann, wie sich die durch viele Einzelversuche mit Materialproben und Bauelementen erarbeiteten Bemessungsgrundlagen der neuzeitlichen Spannbetontragwerke bewähren. Dieser Glücksfall bot sich bei der Glattbrücke und wurde von den Schweizer Behörden und den Versuchsingenieuren der EMPA in vorbildlicher Weise genützt<sup>1)</sup>.

Die im Jahre 1954/55 mit etwa 40 m Länge über die Glatt bei Opfikon erbaute Spannbetonbrücke musste bereits im Jahre 1960 für den Bau der Nationalstrasse 1 B abgerissen werden und konnte so für Versuchszwecke zur Verfügung gestellt werden. Das von der EMPA aufgestellte Versuchsprogramm sah folgende Ermittlungen vor:

1. Verhalten der Brücke unter oft wiederholter sowie stufenweise gesteigerter Belastung und dabei auftretende Ermüdungserscheinungen wie Zunahme der Rissbildung, Änderung der Durchbiegungen und Dehnungen, Ermüdungsbruch.
2. Dynamisches Verhalten der Brücke, insbesondere deren Eigenfrequenz, Dämpfungseigenschaften sowie Charakter der erzwungenen Biegeschwingungen.

<sup>1)</sup> Die Versuche an der Glattbrücke in Opfikon. Von A. Rösli unter Mitarbeit von R. Kowalczyk, H. Hofacker und R. Sagelsdorff. Bericht Nr. 192 der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe. 86 S. mit zahlreichen Abb. Dübendorf 1963, EMPA. Preis 20 Fr.—Vgl. auch SBZ 1961, H. 47, S. 856.

DK 624.21:624.012.47.001.42

3. Verhalten der Brücke bei Steigerung der Belastung bis an die Grenze der Tragfähigkeit, Nachweis der Bruchsicherheit.

4. Zustand der Baumaterialien, insbesondere des Spannstahles, nach rund fünfjährigem Betrieb der Brücke.

In dem übersichtlich und klar zusammengestellten Versuchsbericht wird darüber hinaus noch über Materialuntersuchungen und über theoretische Grundlagen des nichtlinearen Schwingungsproblems, sowie über die Konstruktion und Berechnung der Brücke berichtet.

Die Ergebnisse und Schlussfolgerungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

Die Brücke hat zwei Millionen Lastwechsel mit voller Nutzlast praktisch ohne Beeinträchtigung ihres elastischen Verhaltens und ohne bleibende Verformungen überstanden. Hierbei wurden in Brückenmitte Durchbiegungsamplituden von  $\pm 5,7$  mm und an einem Spannkabel Spannungsamplituden von  $\pm 81$  kg/cm<sup>2</sup> gemessen.

Bei den statischen Zwischenversuchen zeigte sich eine gute Übereinstimmung zwischen den gerechneten und den gemessenen Durchbiegungen und Spannungen. Die Zulässigkeit der vereinfachenden Annahmen gelenkiger Anschlüsse der Stiele und der Vernachlässigung der Normalkraftverformung der Stiele wurde bestätigt. Die Schiefe der Brücke von  $13,8^\circ$  hatte für den Schnitt in Brückenmitte keinen messbaren Einfluss, Unterschiede traten nur im Bereich der Abstützungen in Erscheinung.

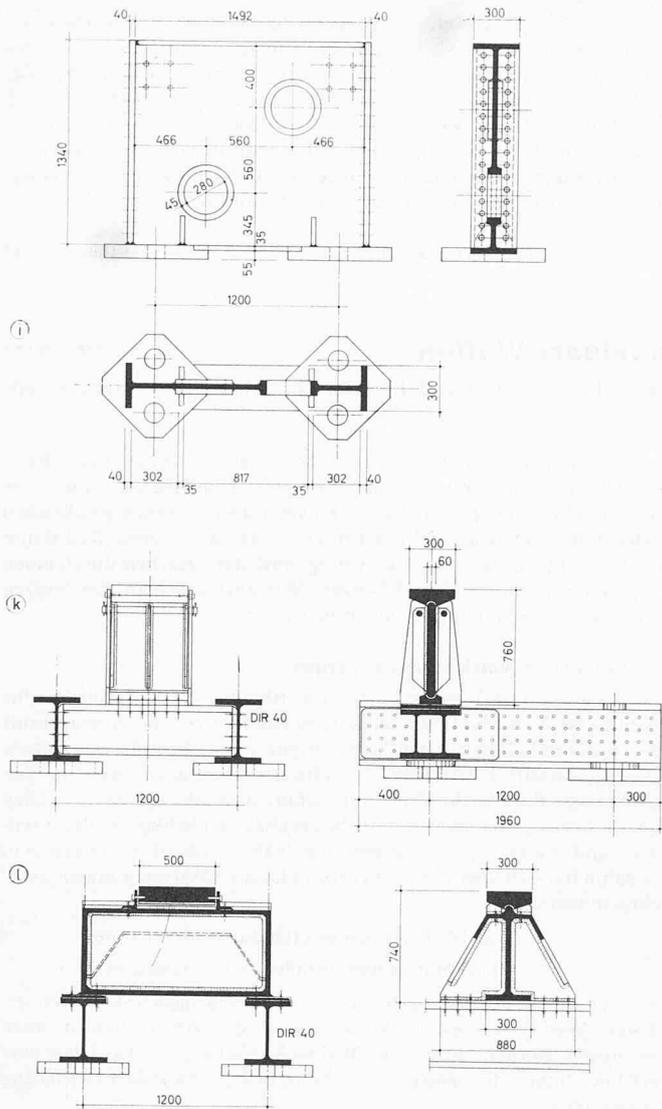


Bild 4. Aufbauten-Einzelteile, Masstab 1:50. i): Bock für Horizontalkräfte; k): bewegliches Lager; l): festes Lager

Die Ermüdungsversuche konnten in Stufen bis zur 2,8-fachen Nutzlast bei einer mittleren Schwingbreite  $2A = 42,6$  mm ( $l = 23,00$  m) gesteigert werden, insgesamt wurden 6,6 Millionen Lastwechsel vorgenommen. Die Spannungsamplituden in den Vorspannkabeln nahmen entsprechend der Rissbildung bei Überschreiten der zulässigen Nutzlast stärker als linear zu, die grösste gemessene Amplitude von  $+381$  kg/cm<sup>2</sup> ist aber klein im Verhältnis zur anfänglichen Vorspannung von  $9500$  kg/cm<sup>2</sup>. Die gemessenen Dehnungsschwingungen zeigen jedoch die stärkste Abweichung vom harmonischen Schwingungsverlauf (unterlineare Kennlinie).

Der Ermüdungsbruch trat bei der 2,8-fachen Nutzlast bzw. der 1,55-fachen Gesamtlast in einem der Zugstielanschlüsse am Endriegel auf, einer Stelle, die sich auch bezüglich der Rissbildung als schwächste Stelle der Brücke erwiesen hat. Mit dem Bruch des Zugstieles war die Tragfähigkeit der Brücke noch nicht erschöpft, man schätzte die Sicherheit der Brückenbalken selbst gegen einen Ermüdungsbruch mit 1,77 bis 2,54, wobei der obere Wert wahrscheinlicher ist.

Nach Wiederherstellung der gebrochenen Zugstütze wurde ein statischer Bruchversuch durchgeführt. Dabei wurde eine Bruchsicherheit von 2,64 gegenüber der gerechneten von 2,61 und der in der Norm vorgeschriebenen von 2,0 festgestellt. Die 6,6 Millionen Lastwechsel, meist mit Lasten über den zulässigen, hatten also die statische Tragfähigkeit nicht vermindert. Der für die gerechnete Bruchlast angenommene Bruchmechanismus stimmte gut mit dem festgestellten überein. Die Ausbildung der plastischen Gelenke erfolgte an den Stellen grösster Stahlspannungen.

Das Verhalten der Brücke in allen Phasen der Versuche und die Ergebnisse der Materialuntersuchung entsprachen durchaus den Annahmen und Voraussetzungen, die den Berechnungen vorgespannter

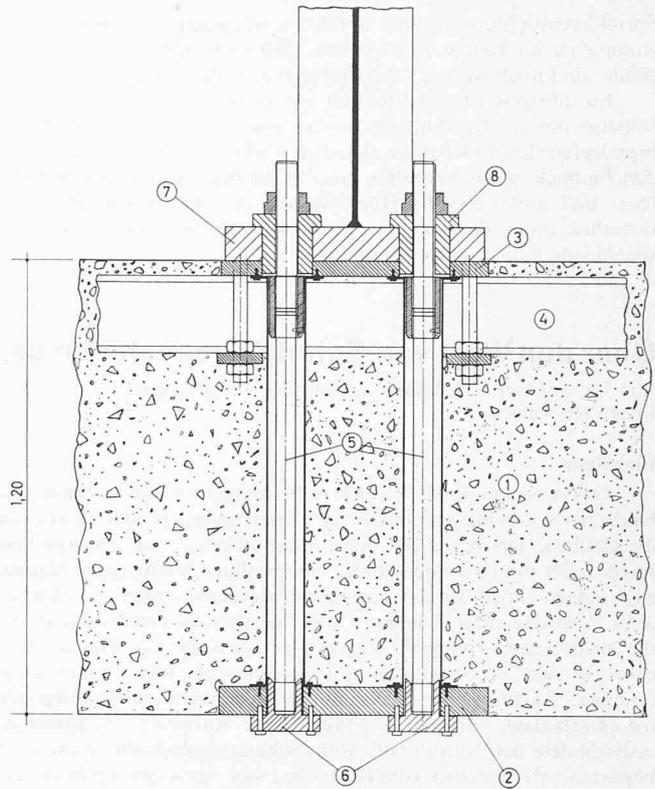


Bild 5. Schnitt 1:20 durch eine Verankerung. 1 Grundplatte, 2 untere Ankerplatte, 3 obere Platte, 4 I-Träger, 5 Bolzen vorgespannt, 6 untere Abschlusskörper, 7 Fussplatte von Aufbauteilen, 8 Schubhülsen

Konstruktionen zugrunde gelegt werden. Die grosse Sicherheit und Zuverlässigkeit der Spannbetonbauweise besonders bei dynamischer (schwingender) Beanspruchung ist durch diese Versuche eindringlich demonstriert worden.

Die beteiligten Ingenieure haben die seltene Gelegenheit hervorragend genutzt und mit diesen Versuchen und dem umfangreichen Bericht einen wertvollen Beitrag zu unseren Kenntnissen über das Verhalten von Brücken aus Spannbeton geleistet. Die Ergebnisse beweisen, dass das der Spannbetonbauweise von den Fachleuten entgegengebrachte Vertrauen berechtigt ist. Das Studium des Versuchsberichtes kann sowohl den entwerfenden und ausführenden Ingenieuren, als auch den Wissenschaftlern besonders empfohlen werden.

Prof. Dr.-Ing. F. Leonhardt, Stuttgart

## Feuersicherheit bzw. -unsicherheit von Bauten

DK 614.841.4:624.012.4

Die in der Schweizerischen Bauzeitung vom 15. April 1965 (H. 15, S. 244) erschienenen Bemerkungen zum *Brand des Lagergebäudes Dätwyler in Altdorf* geben zu einigen weiteren Überlegungen Anlass.

Statt bei Gebäuden mit grosser Feuerbelastung eine Feuersicherheit zu suchen, die doch nicht erreicht werden kann, scheint es richtiger, das Lager in eine Reihe kleinerer Gebäude mit genügendem Abstand aufzuteilen. Betrieblich hat das den Vorteil, dass die Störung der Fabrikation bei einem allfälligem Brande weit geringer ist, und von der Versicherung aus gesehen tritt ein wesentlich kleinerer Schaden auf. An die Gebäude sind lediglich zwei Forderungen zu stellen: Erstens müssen sie so lange standhalten, dass sich das Personal in Sicherheit bringen kann, zweitens soll der Abbruch der Brandruine möglichst sicher, rasch und billig erfolgen können. Von letzterem profitiert ebenfalls der Bauherr, indem er bald wieder über das Gelände verfügen kann, sowie der Versicherer, der im allgemeinen die Kosten der Aufräumungsarbeiten zu tragen hat.

Unter diesen Gesichtspunkten sind Holz und leicht verkleidete Stahlkonstruktionen durchaus denkbar. Man wird bei Bauten mit grosser Feuerbelastung zweckmässigerweise nicht Geld in einen illusorischen Brandschutz stecken, sondern entsprechend den Anregungen im Bulletin des Brandverhütungsdienstes besser Warnanlagen,