

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Band: 78 (1960)
Heft: 7

Artikel: Vorgespannte Brücke über die Sihl bei der Brunau (Zürich)
Autor: Soutter, P. / Schalcher, W.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-64834>

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: 24.11.2024

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

Vorgespannte Brücke über die Sihl bei der Brunau (Zürich)

Von P. Soutter und W. Schalcher, Ingenieure S. I. A., Zürich

DK 624.21:624.012.47

Das Projekt des Tiefbauamtes der Stadt Zürich für den Ausbau der Allmendstrasse von der Utobrücke bis zur Brunau sieht einige Brückenbauten vor. Neben der Verbreiterung der Utobrücke, der neuen Giesshübelunterführung sowie den zwei Brücken über den Papierfabrikanal musste auch unmittelbar bei der Brunau eine neue Strassenbrücke über die Sihl gebaut werden. Sie war die dringlichste Aufgabe, da während der Erstellung der Giesshübelunterführung der ganze Zubringerverkehr zur Papierfabrik an der Sihl von der Brunau her über die Kanalstrasse erfolgen muss. Ueber die Projektierung und Ausführung dieser neuen Brunaubrücke soll nachfolgend berichtet werden. Bild 1 zeigt das fertige Bauwerk.

I. Die Bauaufgabe

Die neue Strasse weist zwei richtungsgetrennte Fahrbahnen von je 7,50 m Breite mit einem Mittelstreifen von 1,50 m und zwei je 3,50 m breiten Gehwegen auf, wodurch sich eine Planumbreite von 24,00 m ergibt. Sowohl die Strasse als auch die Sihl liegen im Bereich der Brücke in Krümmungen mit Radien von 500 bzw. 150 m, und der Schnittwinkel der beiden Axen beträgt rd. 70°. Die vorgeschriebene Höhenlage der Strassennivellette liegt rd. 1,00 m über dem verlangten Durchflussprofil der Sihl. Bild 2 gibt eine Uebersicht. Für die Wahl der Konstruktionsart waren ausserdem die nachstehenden Gegebenheiten von wesentlicher Bedeutung:

1. Der Hochwasserabfluss der Sihl von max. 550 m³/s sowie der Eisgang bei Tauwetter verlangten hydraulisch möglichst günstige Abflussverhältnisse, sowohl im Endstadium als auch während der Bauausführung.

2. Durch die Versuchsanstalt für Erd- und Wasserbau an der ETH wurden Bodenuntersuchungen durchgeführt, die unerwartete Ergebnisse brachten. Die Fundamente kamen nicht in den üblichen «Sihlschotter» zu liegen, sondern in Grundmoräne mit z. T. sehr kompakten Lehmschichten. Dieser Untergrund war wohl tragfähig, jedoch ziemlich setzungsempfindlich, wobei auch ungleiche Setzungen zu erwarten waren.

3. Die Tatsache, dass sowohl Fluss als auch Strasse in Kurven liegen, ergibt Auflagerlinien, die nicht parallel sind, und damit ungleiche Spannweiten.

4. Die grosse Brückenbreite von 24,00 m im Verhältnis zur Brückenlänge schafft besondere Bedingungen in bezug auf allfällige Zwischenpfeiler. Diese würden infolge der Schiefstellung sehr breit und den freien Durchblick abriegeln. Es entstünde so eher der Eindruck eines Tunnels, denn der einer Brücke, ganz abgesehen davon, dass ein Mittelpfeiler im grossen Sihlbogen auch hydraulisch ungünstig wäre.

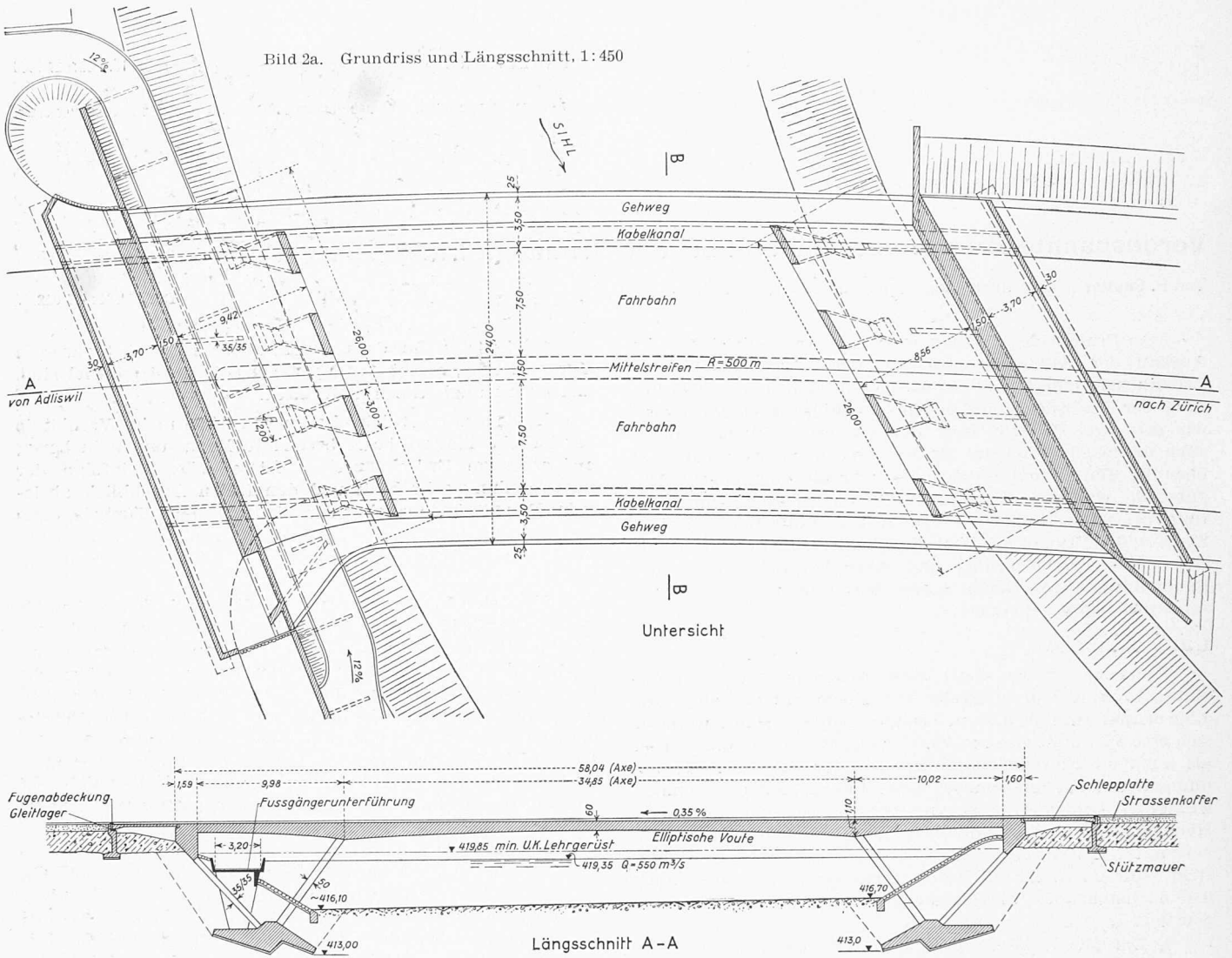
Die ersten Vorprojekte für eine Strassenbrücke gehen bis in das Jahr 1945 zurück. Man hatte damals eine Eisenbeton-Plattenbalkenbrücke mit zwei Oeffnungen von 24 m Spannweite und rd. 1,06 m Konstruktionshöhe vorgesehen. Erst die bedeutsame Entwicklung des Spannbetons ebnete den Weg für kühnere Lösungen. So überspannt die ausgeführte Brücke die Sihl in einer Oeffnung mit einer vorgespannten Massivplatte. Die Konstruktionshöhen variieren infolge der elliptischen Untersicht von 60 bis 110 cm, und die Brücke weist eine aussergewöhnliche Schlankheit auf, indem das Verhältnis der Spannweite zur mittleren Plattenstärke $35,00/0,73 = 1/48$ beträgt. Die Spannweite von im Mittel 35,00 m dürfte etwa die obere Grenze für die Verwendung von Massivplatten darstellen. Zum vornherein kam für diese grosse Schlankheit nur eine Rahmenkonstruktion in Frage. Vergleiche mit den konventionellen Rahmen zeigten erneut die Vorteile der aufgelösten V-Rahmenstiele, wie sie bereits bei anderer Gelegenheit dargelegt wurden¹⁾. Ergänzend hierzu ist auf die besondere Eignung dieses Systems für den setzungsempfindlichen Boden hinzuweisen. Dank seiner Weichheit kann es den ungleichen Setzungen folgen, ohne dass dabei bedeutende Momente entstehen würden. Der Umstand, dass das Brückende unter der Belastung Vertikalbewegungen unterworfen ist und allfällige Setzungsdifferenzen zwischen Brücke und anschliessendem Damm vorkommen können, erheischt eine besondere Uebergangsplatte. Diese liegt einerseits fest auf

¹⁾ SBZ 1956, Heft 40, S. 616 (Brücke im Stigli bei Andelfingen)



Bild 1. Ansicht der Brücke von der Unterwasserseite

Bild 2a. Grundriss und Längsschnitt, 1:450



der Brücke und anderseits beweglich auf einem Hilfswiderlager im Damm. Die besondere bewegliche Lagerung in diesem Widerlager ist mit Hilfe von STUP-Gummiplattenlagern in einfacher Art ausgeführt worden. Die Fugenabdeckung erfolgte mit einem zwischen zwei Stahlwinkeln eingeklemmten und mit Innensechskant-Schrauben befestigten Sika-Fugenband. Diese Fugenausbildung hat den grossen Vorteil, dass in der Strassenoberfläche keine breiten Deckbleche notwendig werden.

Es zeigte sich im Verlaufe der Projektierung, dass für den Personenquerverkehr mit einfachen Mitteln ein Durchgang unter der Brücke erstellt werden könnte. Da besonders bei sportlichen Anlässen und an Sonntagen mit einem grossen Fussgängerverkehr zu rechnen ist, wurde von dieser Möglichkeit Gebrauch gemacht und längs dem rechten Sihlufer ein 3,50 breiter Gehweg erstellt. Als Schutz vor Hochwasser und Eisgang musste gegen den Fluss eine massive Eisenbetonbrüstung ausgeführt werden.

Schliesslich bedurfte es einer grossen Entwicklungsarbeit, bis die Formgebung und alle Einzelheiten sowohl in statischer als auch ästhetischer Beziehung richtig dimensioniert und geformt waren. Vor allem die Gestaltung und Stellung der Schrägstiele, die Ausbildung der Fussgängerunterführung und der beiden Brückenköpfe gaben zu eingehenden Studien Anlass. Wir sind Arch. W. Stücheli als Berater in diesen Belangen für manchen guten Hinweis zu Dank verpflichtet. Es war uns ein besonderes Anliegen, jedes Empfinden von Schwere zu vermeiden, was bei einer breiten Brücke nicht so einfach ist. Wenn der Beschauer heute den Eindruck von Leichtigkeit und Beschwingtheit erhält, so ist der Zweck unserer Bemühungen erfüllt.

II. Statische Berechnung und Modellversuch

Die Schiefe der Brücke liess es als zweckmässig erscheinen, einen Modellversuch durchzuführen, um so mehr als es galt, die Verteilung der Auflagerreaktionen auf die Fundamentplatte möglichst genau zu kennen, um so eine gleichmässige Bodenpressung erreichen zu können und ungleichmässige Setzungen möglichst zu vermeiden. Die Formgebung und Dimensionen wurden durch Vorberechnungen und Erfahrungen aus früheren Modellversuchen festgelegt und hierauf ein Modell im Masstab 1:50 aus Plexiglas angefertigt (Bild 3). Dieses hatte den Zweck der Grundlagenbeschaffung für die statische Berechnung sowie deren Ueberprüfung. Im besonderen waren folgende rechnerisch nur schwierig erfassbaren Probleme abzuklären: 1. Richtung und Verteilung der Hauptmomente in der schiefen Platte, 2. Verteilung der Momente zwischen dem Randträger und

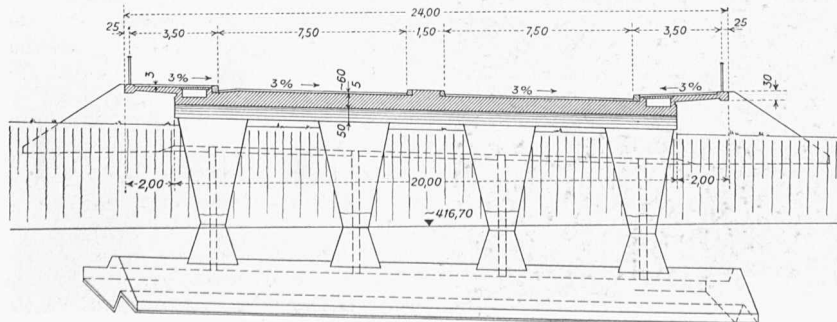


Bild 2b. Querschnitt 1:300

der Platte, 3. Verteilung der Momente und Normalkräfte auf die 8 V-Stielpaare, 4. Deformationen der Brücke.

Die Dehnungen am Modell wurden an 90 gewöhnlichen Dehnungsmesstreifen (strain gages) und an sechs Dreirichtungs-Rosetten mit einer Philipps-Messbrücke gemessen. Der Elastizitätsmodul des Plexiglases wurde zu $35\,000\text{ kg/cm}^2$ für eine Zimmertemperatur von 20° ermittelt, wobei zur Ausschaltung der Kriecheinflüsse eine konstante Belastungsdauer von 5 s bis zur Ablesung eingehalten werden musste. Mit den Rosetten wurden vorerst die wichtigsten Richtungen der Hauptmomente ermittelt und nachher die übrigen Messstreifen direkt parallel zu den Haupttrajektorien aufgeklebt. Die Messungen in der Platte sind auf die wichtigsten Lastfälle Eigengewicht und Nutzlast auf dem Mittelfeld beschränkt worden und umfassten auch die Deformationen. Für zwei Innenpfeiler hat man die vollständigen Einflusslinien ermittelt. Es hat sich wieder gezeigt, dass der Modellversuch für komplizierte Traggebilde unentbehrlich ist. Der mit der Modelltechnik vertraute Berechnungsingenieur erarbeitet sich im Laufe der Untersuchungen und Berechnungen das wirklichkeitsgetreue Verhalten jedes Systems mit grosser Genauigkeit. Dies ermöglicht ihm, auch kühne Konstruktionen mit der notwendigen Sicherheit und Wirtschaftlichkeit zu entwerfen.

Auf Grund der am Modell ermittelten Hauptrichtungen wurde die effektive Spannweite gemessen, die der statischen Berechnung zu Grunde zu legen war. Die um 18° aus der Brückenaxe abgedrehte Tragrichtung ergab eine Berechnungs-Spannweite von 32 m an Stelle von 35 m in der Brückenaxe. Zur Vereinfachung der Berechnung des neunfach statisch unbestimmten Systems konnten die sehr schlanken äusseren Schrägstiele ($35/35\text{ cm}$ auf 6,50 m Länge) oben und unten als gelenkig angeschlossen angenommen werden. Die Berechnung wurde nach der Drehwinkelmethode durchgeführt, und es sind die folgenden Lastfälle untersucht worden:

1. Eigengewicht;
2. Vorspannung;
3. Schwinden und Kriechen;
4. Nutzlast;
5. gleichmässige Temperaturänderungen -25° und $+15^\circ\text{ C}$.
6. Temperaturunterschiede zwischen oben und unten 5° C ;
7. gegenseitige horizontale Fundamentverschiebung von total 2 cm;
8. Bremskraft 15 t.

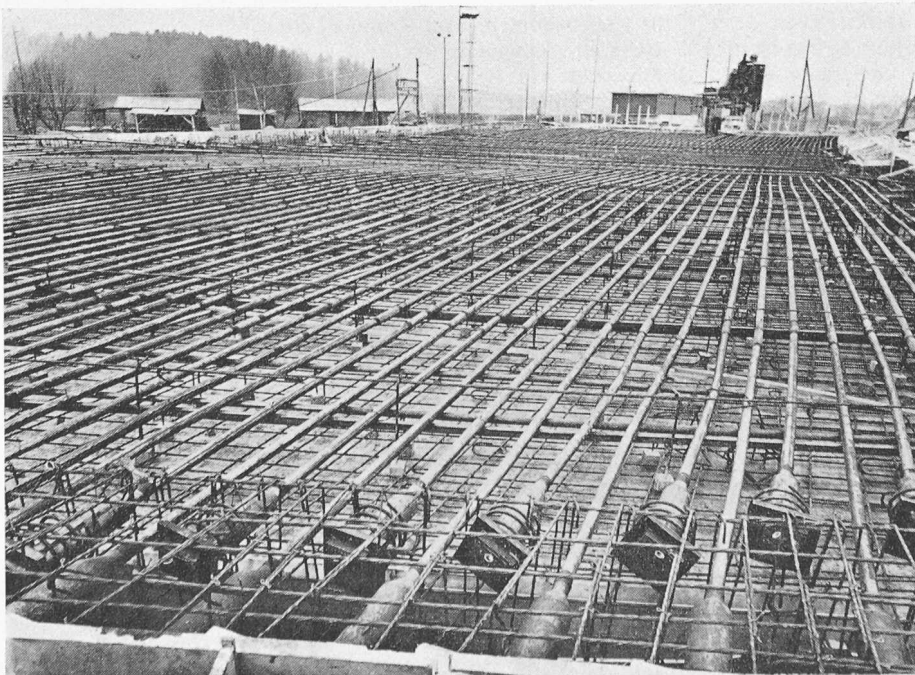


Bild 4. Vorspannkabel und Armierungen vor dem Betonieren

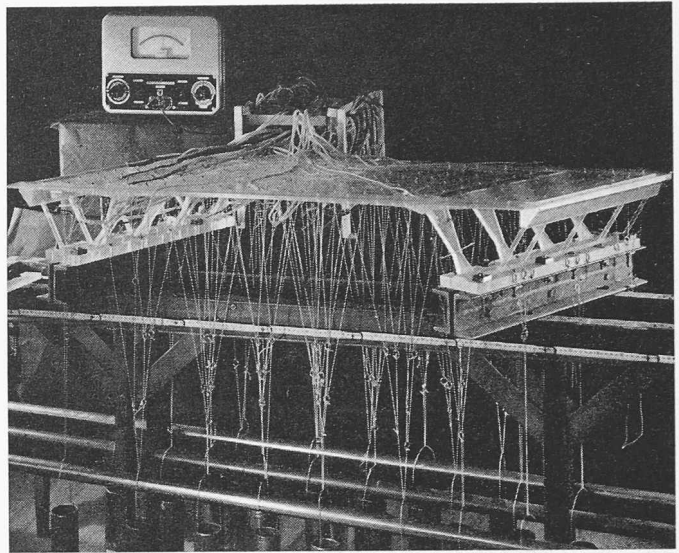


Bild 3. Elektr. Dehnungsmessungen am Plexiglasmodell 1:50

Für die Dimensionierung der Vorspannung waren folgende Überlegungen massgebend: Die Vorspannung soll ausser der Vermeidung von Betonzugspannungen helfen, die Deformationen der Brücke möglichst zu verringern. Bei einer entsprechenden Konstruktion in Eisenbeton hätten die elastischen und plastischen Deformationen in Brückenmitte etwa 13 cm betragen, was natürlich unzulässig gewesen wäre. Die Umlenkkräfte der gekrümmten Vorspannkabel wurden deshalb so bemessen, dass sie einer gleichmässig verteilten Belastung in der Grösse des negativen Eigengewichts entsprechen. Für den Lastfall Eigengewicht und Vorspannung ergibt sich also annähernd eine zentrische Druckkraft, es gestattet dies insbesondere die Schrägpfeiler sehr schlank zu konstruieren. Im Gegensatz zu früheren Modellversuchen hat man darauf verzichtet, den Einfluss der zentrischen Vorspannung am Modell zu überprüfen. Nach unserer Erfahrung ist die Verteilung in der Platte ziemlich gleichmässig, mit einer leichten Konzentration bei den stumpfen Ecken. Die Parasitärarmomente infolge der Vorspannung sind rechnerisch ermittelt worden. Zur Verwendung gelangte das Vorspannsystem BBR mit den nachfolgenden Kabeln (Bild 4):

Platte längs

72 BF 125 + 4 BF 56

Platte quer

57 BF 56

9 äussere Schrägpfeiler

4 BF 125 + 2 BF 90 + 3 BF 56

8 innere Schrägpfeiler

40 JF 56

Die Quervorspannung erfolgte zentrisch; diese Kabel wurden zur Vermeidung der unschönen Flickstellen bei den Ankerköpfen von den seitlichen Kabelkanälen aus gespannt. Die inneren Schrägpfeiler sind nur in ihrem oberen Teil, d. h. im Anschluss an die Massivplatte, zentrisch vorgespannt worden. Aus konstruktiven Gründen hat man die Längskabel parallel zur Brückenaxe und die Querkabel parallel zu den Auflagerlinien angeordnet. Es musste natürlich auch der Einfluss der Quervorspannung auf den Querrahmen der inneren vier Schrägstiele untersucht werden.

Schliesslich ergaben sich in den Betonquerschnitten die folgenden Spannungsverhältnisse: In der Platte bewegen sich die Spannungen unter

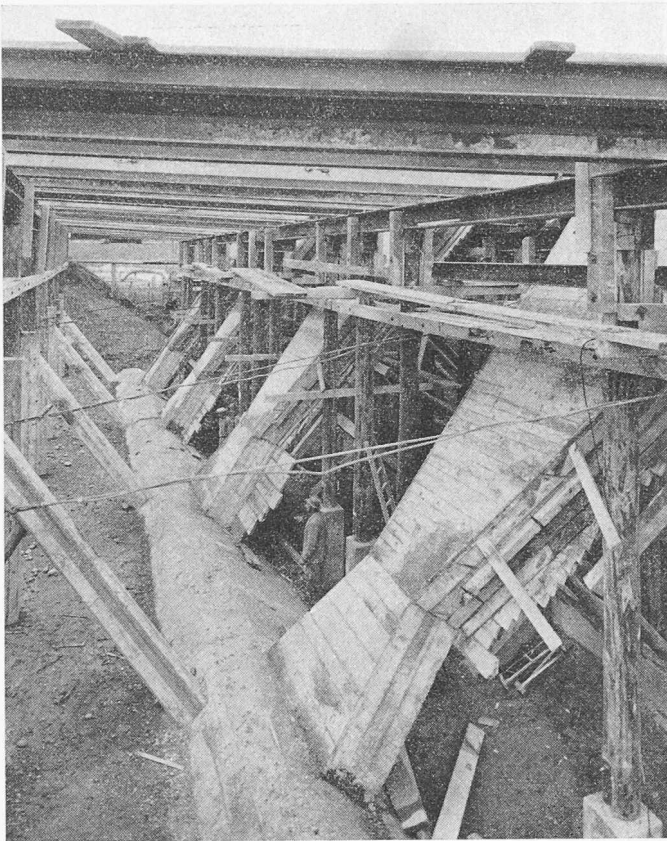


Bild 5. V-Stiele vor dem Auffüllen der Baugrube

permanenter Belastung zwischen 25 und 86 kg/m² Druck und erreichen für die ungünstigsten Lastkombinationen 125 kg/cm² Druck und 10 kg/cm² Zug. Die Zugspannungen werden durch schlaffe Armierung aufgenommen. Die entsprechenden Werte für die inneren Schrägpfeiler sind 4 bis 103 kg/cm² Druck, bzw. 150 kg/cm² Druck, wobei Eckspannungen bis 170 kg/m² möglich sind.

III. Bauausführung

Die gesamten Tiefbau- und Betonarbeiten sind auf Grund des Submissionsergebnisses der Firma Ed. Züblin & Cie. übertragen worden. Mit den Bauarbeiten wurde Ende August 1957 begonnen. Die erste Arbeit bestand im Erstellen einer Notbrücke in Holz mit einer Tragkraft von 15 t; anschliessend erfolgte der Abbruch des alten Brunausteges. Die beiden bis 3 m unter die Sihlsohle reichenden Fundamentgruben wurden mit einem Fangdamm gegen die Sihl

abgeschlossen und nachher mit dem Bagger ausgehoben. Nach Vorschrift der Kantonalen Wasserrechtsabteilung durfte der Fangdamm nur mit einer Höhe von 2,0 m über die Sihlsohle ausgeführt werden. Grössere Hochwasser mussten also die Baugruben überfluten können. Glücklicherweise ist dieser Fall während der ganzen Bauzeit nie eingetreten, wenn auch mindestens einmal nur noch wenige Zentimeter gefehlt haben. Die Baugrubensohle war absolut wasserdicht, nur kleine Infiltrationen aus der kiesigen Deckschicht mussten weggepumpt werden. Die Böschungsneigungen von 3:2 haben sich ebenfalls als richtig erwiesen, die Böschungen haben allen Witterungseinflüssen standgehalten. Besonders im Fundament Seite Adliswil wurden die mergeligen Lehmschichten im tieferen Teil so hart, dass sie mit dem Kompressor abgebaut werden mussten und einige Verzögerungen verursachten. Die Fundamentplatten waren aber am 2. Nov. 1957 betoniert, und es wurde mit den Arbeiten für das Lehrgerüst begonnen (Bild 5). Die Mittelöffnung von rd. 35 m wurde in drei Spannweiten eingeteilt. Die Joche bestanden aus Betonfundamenten mit Rundholzständern, über die Stahlträger DIN — 32 — DIN 38 alle 1,0 m als einfache Balken zu liegen kamen. Der Trägerrost hatte ein Gewicht von etwa 220 t und wurde mittelst Autokran vom Sihlbett aus verlegt. Die z. T. erheblichen Durchbiegungen unter der Betonlast sind mit Holzaufsattelungen ausgeglichen worden. Die Absenkvorrichtungen bestanden aus horizontal verschraubten Keilen, System Züblin. Die Schalung erfolgte mit 50 mm starken, gleich breiten, gehobelten Brettern in Nut und Kamm.

Für das Verlegen der Vorspannkabel ist ein sehr solides Bügelsystem entwickelt worden, das sich für Plattenbrücken schon mehrfach bewährt hat (Bild 6). Es handelt sich dabei um geschweisste Rundeisenbügel von 16 mm, die auf Betonklötzen stehen und mit Winkeleisen 50/50/5 mm als Kabelträger versehen sind. Diese Elemente wurden in Längen von 5 bis 6 m vorgefertigt und nachher auf die Schalung gestellt. Sie dienen gleichzeitig zur genauen Fixierung der Längs- und Querkabel wie auch als Abstandhalter für die obere Verteilarmierung. Es konnten damit alle 76 Längskabel und 57 Querkabel in einem einzigen Tage plangemäss verlegt werden, und die genaue Lage der Kabel war bestens gewährleistet.

Das Betonieren der Brücke erfolgte vom 10. bis 14. Dez. 1957 in kontinuierlichem Tag- und Nachtbetrieb. Die rd. 1000 m³ Beton umfassende Platte wurde mit je einer Betonmischanlage auf jedem Ufer von der Mitte aus symmetrisch gegen die beiden Auflager fortschreitend betoniert. Der Betontransport erfolgte von Hand mit «Japanern» auf Holzgerüsten. Das Kiesmaterial wurde aus der Grube Rathgeb in Regensdorf in drei Komponenten angeliefert und auf der Baustelle gewichtsmässig nach der EMPA-Kurve dosiert. Man hat mit normalem Silozement einen mit Nadelvibratoren verdichteten Beton P 325 hergestellt, dessen Würfel-

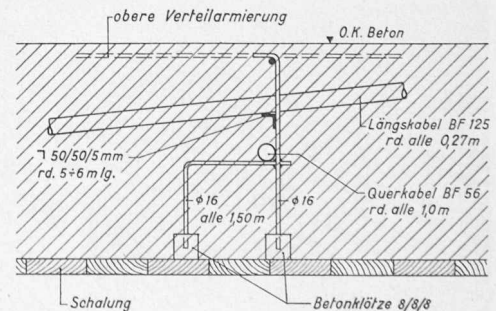
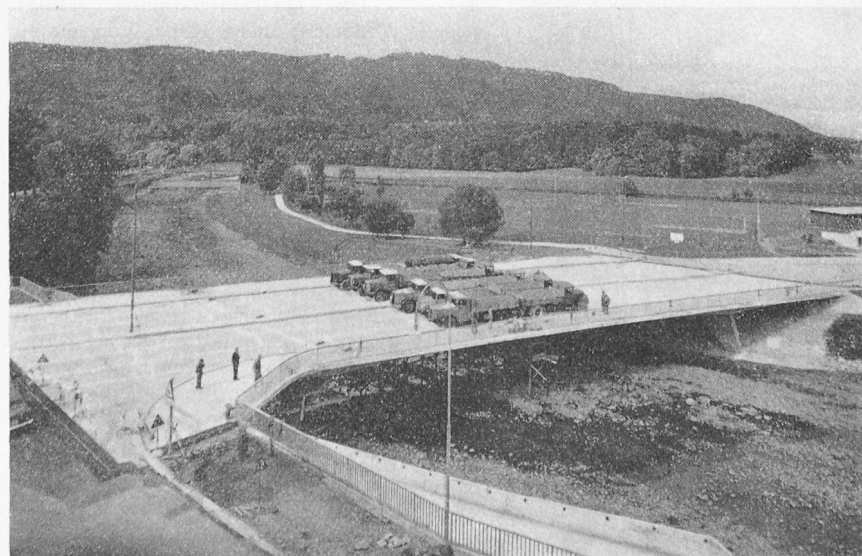


Bild 6. Bügel für Spannkabelbefestigung

Bild 7 (links). Belastungsprobe mit 12 Lastwagen zu je 14 t = 168 t

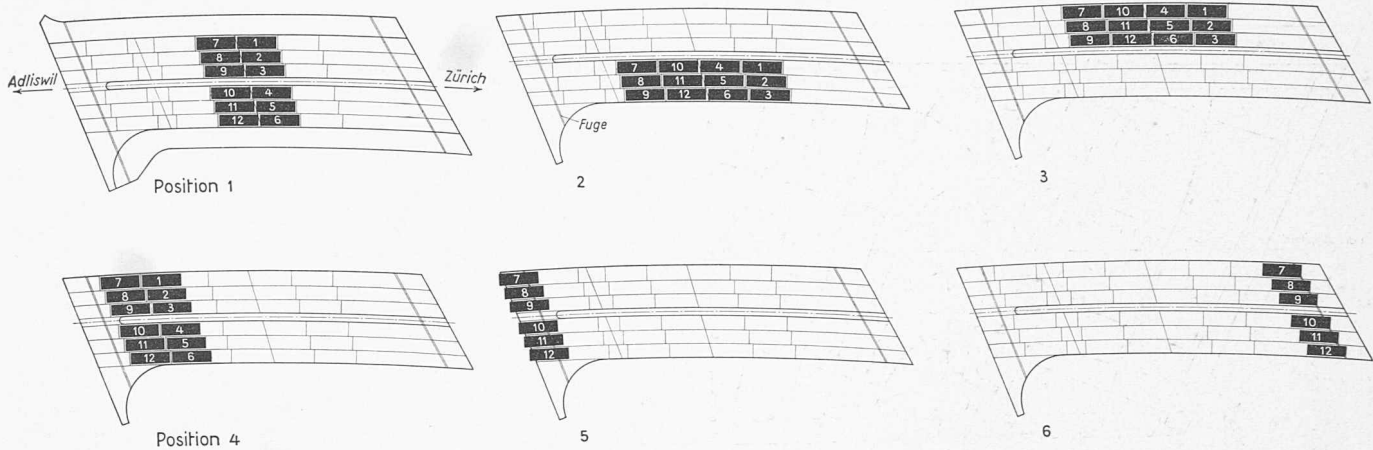


Bild 8. Belastungsprobe: Gemessene Laststellungen

druckfestigkeiten nach 28 Tagen im Mittel über 500 kg/cm^2 erreichten.

Nach fünf Tagen wurde die erste Etappe im Betrage von rd. 20 % vorgespannt. Am 12. Jan. 1958 ist die Vorspannung auf 55 % erhöht worden. Das Lehrgerüst wurde dann am 25. Jan. 58 abgesenkt und anschliessend sofort auf 100 % vorgespannt. Um die ersten Spannungsverluste zu kompensieren, wurden die Kabelkräfte vor dem Injizieren noch einmal geprüft. Die übrigen Fertigstellungsarbeiten wurden anschliessend ausgeführt, wobei aber die Inbetriebnahme der Brücke noch länger auf sich warten liess, da vorerst die Unterführung Giesshübel gebaut werden musste. Immerhin war die Brücke in diesem Baustadium als Zufahrt zur Papierfabrik «an der Sihl» benützt worden.

Die ganze Bauausführung erfolgte im besten Einvernehmen und mit tatkräftiger Unterstützung sowohl durch Adjunkt Burkhard und Assistent Marazzi vom Tiefbauamt der Stadt Zürich als auch seitens der Unternehmerfirma Ed. Züblin & Cie.

IV. Belastungsversuch und Messungen an der ausgeführten Brücke

a) Statische Versuche (Bild 7)

Am 25. Sept. 1958 wurde ein Belastungsversuch durch die Eidg. Materialprüfungsanstalt unter der Leitung von Dr. Rösli durchgeführt. Die Belastung erfolgte mit 12 beladenen Lastwagen zu je 14 t Bruttogewicht, während die Messungen für die in Bild 8 dargestellten 6 Lastpositionen mittels insgesamt 26 Durchbiegungshoren und 52 Tensometern vorgenommen wurden. Die Würfeldruckfestigkeit auf Grund einer grossen Anzahl Würfelproben sowie gemäss den Ergebnissen des Betonprüfhammers lag im Zeitpunkt der Belastungsprobe ($9\frac{1}{2}$ Monate nach dem Betonieren) über 600 kg/cm^2 . Der Elastizitätsmodul betrug nach der EMPA-Formel 450 kg/cm^2 , was in der Folge mit den gemessenen Werten übereinstimmte. Der Vergleich der wichtigsten Ergebnisse mit den Messungen am Modell und der Berechnung ergibt folgendes:

1. Lastposition 2 und 3

Die gute lastverteilende Wirkung der Massivplatte für einseitige Belastung ist in Bild 9 dargestellt. Die Superposition der Laststellungen 2 und 3 entspricht ungefähr der rechnermässigen Nutzlast auf dem Mittelfeld. Einige Beispiele der Resultate der Auswertungen sind in den Bildern 10, 11 und 12 zusammengestellt. Es zeigt sich, dass sowohl Grösse als Richtung der Hauptmomente sehr gut übereinstimmen. Ebenfalls die Durchbiegungen, Momentenverteilung in der Querrichtung und die Normalkräfte in den Pfeilern sind auf Grund des Modellversuches mit genügender Genauigkeit erfasst worden. Die Abweichungen von 5 bis höchstens 15 % sind mit Rücksicht auf gewisse Voutenvereinfachungen am Modell (gerade statt elliptische Vouten) annehmbar.

2. Lastposition 5

Diese Laststellung erzeugt eine horizontale Verschiebung des Systems und daraus entstehende Momente. Wie zu erwarten war, betragen die gemessenen Horizontalverschiebungen und Dehnungen nur einen kleinen Bruchteil, nämlich nur rd. 8 % derjenigen am Modell und auch der Berechnung. Durch die Erdfüllung der äusseren Schrägstiele und des Brückenendes ist die horizontale Verschieblichkeit des Systems weitgehend behindert, und die Brücke arbeitet nahezu wie mit einem horizontal unverschieblichen Lager auf Plattenhöhe.

3. Lastposition 4 und 6

Diese Kombination ergibt die grössten positiven Stützenkopfmomente. Die Horizontalverschiebung wird ebenfalls auf 9 % verringert und die Momente auf etwa 35 %, entsprechend der anders verlaufenden Einflusslinie des unverschieblichen Systems. Zur Darstellung des Unterschiedes zwischen frei verschieblichem und horizontal gehaltenem System dienen die in Bild 13 dargestellten Einflusslinien für die Stützenkopfmomente. Der Vergleich mit dem normalen Sprengwerk zeigt wieder das günstige Verhalten der V-Stiele, indem die Stützenkopfmomente nur rd. 45 bis 75 % derjenigen des Sprengwerks erreichen.

Abschliessend kann gesagt werden, dass die Spannungen und Momente für symmetrische Lastfälle gut übereinstimmen, während für die unsymmetrischen Belastungen die Beanspruchungen an der Brücke kleiner sind. Dies ist hauptsächlich von Bedeutung für die inneren Schrägpfeiler, weil dadurch eine Verminderung der grossen Betonrandspannungen und damit eine Erhöhung der Sicherheit bewirkt wird.

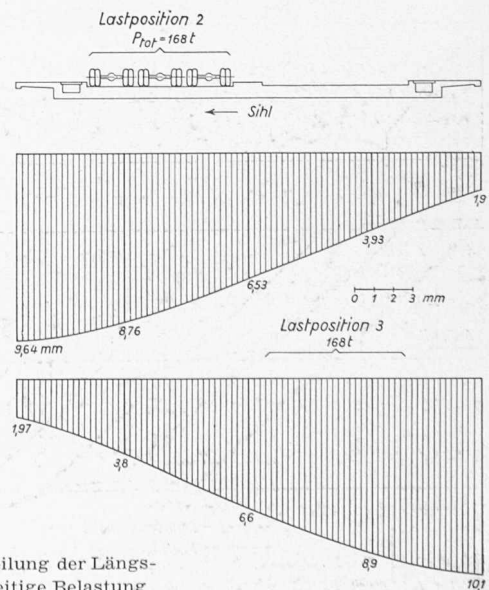


Bild 9. Querverteilung der Längsmomente für einseitige Belastung

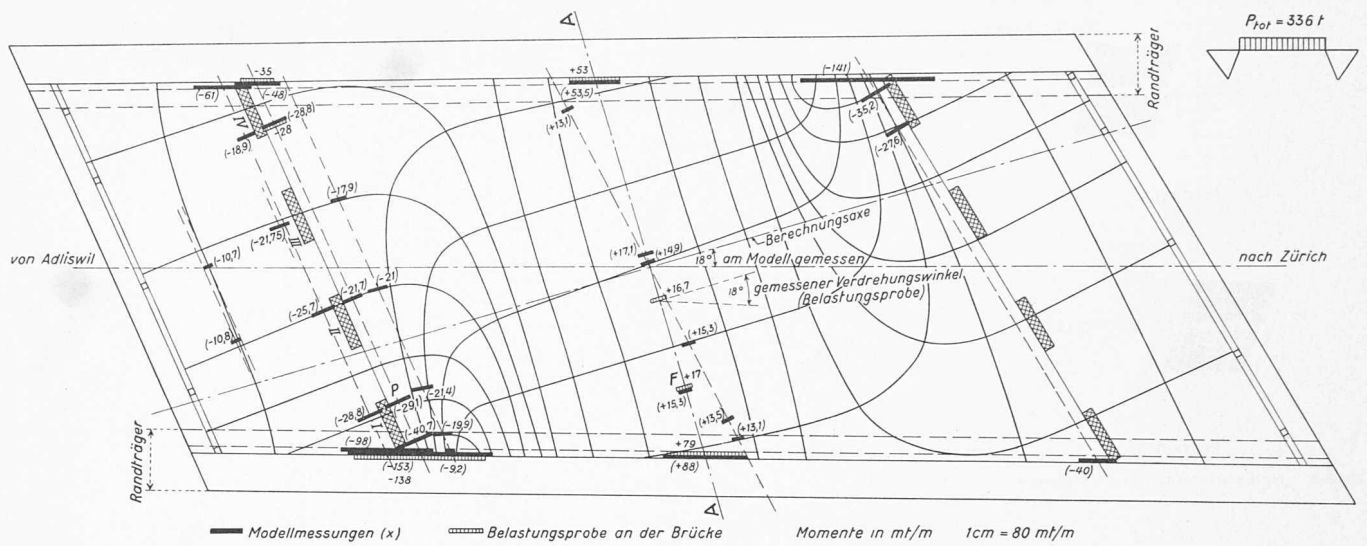
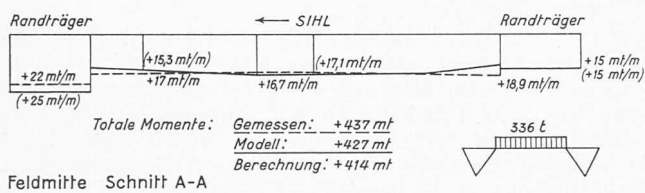
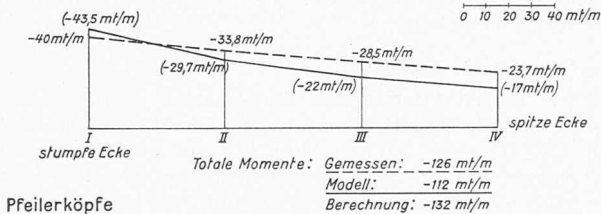


Bild 10. Trajektorien der Hauptmomente in der Platte infolge Nutzlast im Mittelfeld



Feldmitte Schnitt A-A



Pfeilerköpfe

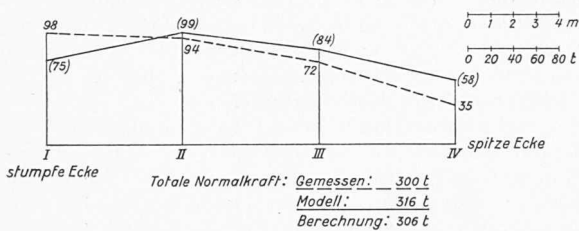


Bild 11. Querverteilung der Hauptmomente und Normalkräfte

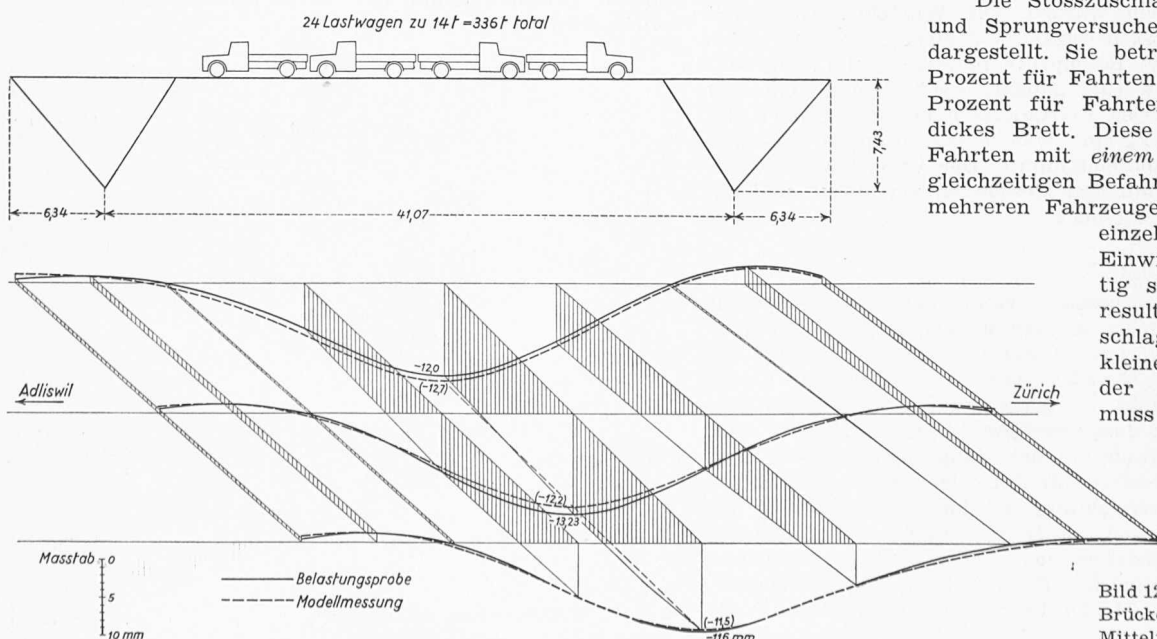


Bild 12. Durchbiegungen der Brücke unter Nutzlast im Mittelfeld

b) Dynamische Versuche

Im Anschluss an die statischen Belastungsversuche wurde die Brunaubrücke eingehend auf das Verhalten bei dynamischen Einwirkungen untersucht. Das Versuchsprogramm umfasste die üblichen Fahr- und Sprungversuche, sowie Schwingungsversuche mit dem EMPA-Schwingungserreger, Bauart Losenhausen. Dabei hat man Betondehnungen mittels induktiver Dehnungsgeber sowie Durchbiegungen mit induktivem Weggeber, Bauart Hottinger, aufgenommen. Diese waren über drei Verstärkerkanäle mit einem Schleifenzillographen verbunden, welcher die gleichzeitige Aufnahme dreier Messwerte und einer Zeitmarke ermöglichte. Parallel zu diesen Messungen wurden noch solche mit mechanischen Schwingungszeichnern ausgeführt. Die Bilder 14 und 15 zeigen die Ergebnisse.

Die erste Resonanzfrequenz oder Eigenfrequenz der Brücke wurde bei 2,95 Hz gefunden, während eine weitere Resonanz bei 7,4 Hz liegt. Die dazugehörige Amplitude der Durchbiegung beträgt $\pm 1,73$ mm für 2,95 Hz und 372 kg Erregerkraft. Diese Durchbiegungsamplitude ist verhältnismässig gering im Vergleich zu den statischen Durchbiegungen von 9,4 mm. Trotzdem wird diese kleine Amplitude bereits gut wahrgenommen, da der Mensch allgemein auf Vibrationen sehr empfindlich ist. Das logarithmische Dekrement aus den abklingenden Schwingungen der Fahrversuche ergibt sich zu 0,042.

Die Stosszuschläge aus den Fahr- und Sprungversuchen sind in Bild 17 dargestellt. Sie betragen im Mittel 40 Prozent für Fahrten ohne Brett und 60 Prozent für Fahrten über ein 4,8 cm dickes Brett. Diese Werte gelten für Fahrten mit einem Lastwagen. Beim gleichzeitigen Befahren der Brücke mit mehreren Fahrzeugen werden sich die einzelnen dynamischen Einwirkungen gegenseitig stören, so dass der resultierende Stosszuschlag im allgemeinen kleiner sein dürfte als der ermittelte. Weiter muss erwähnt werden,

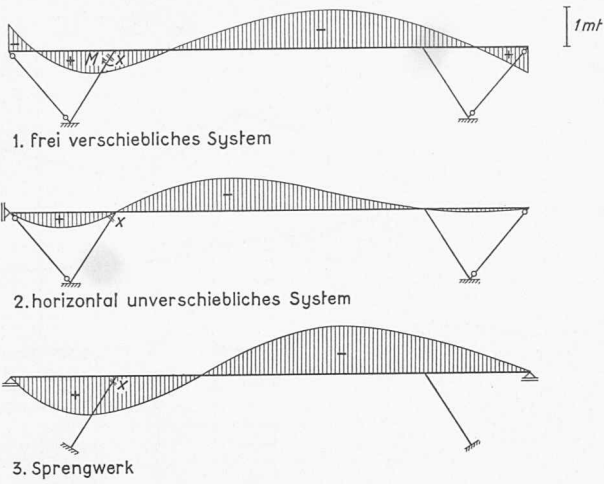


Bild 13. Einflusslinien für die Stützkopfmomente M_x für drei verschiedene Systeme

dass die Versuche in einem Zeitpunkt durchgeführt wurden, als der Fahrbahnbelag noch nicht aufgebracht war. Erfahrungsgemäss werden die Erschütterungen durch die Beläge wesentlich gedämpft.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das dynamische Verhalten der Brücke trotz der aussergewöhnlichen Schlankheit sowohl in Bezug auf Eigenfrequenz als auch auf Dämpfung und Stosszuschläge im Rahmen anderer untersuchter vorgespannter Brücken liegt. In keinem Falle sind extreme Ergebnisse konstatiert worden, wie aus einer Zusammenstellung der EMPA hervorgeht.

Bilder 16 und 17. Experimentell ermittelte Stosszuschläge φ beim Fahren mit einem Lastwagen von 13 t

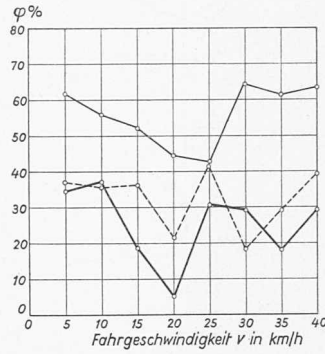


Bild 16. Aus Durchbiegung mit elektr. Geber

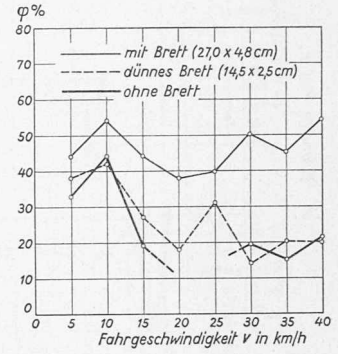


Bild 17. Aus Durchbiegung mit mech. Schwingungszeichner

c) Langfristige Messungen

Zur Kontrolle der Vorspannkräfte im Beton sowie des zeitlichen Verlaufes der Schwind-, Kriech- und Temperaturdehnungen wurden in drei Schnittstellen der Brückenplatte durch die EMPA je zwei Maihak-Dehnungsgeber unten und oben einbetoniert. An den selben Orten sind auch sechs Widerstandstemperturgeber eingebaut worden. Mit den Messungen wurde sofort nach dem Betonieren begonnen, und bis heute liegen die Resultate von etwa einem Jahr vor. Das Vermessungsamt der Stadt Zürich führte ausserdem die nachfolgenden Deformationsmessungen durch:

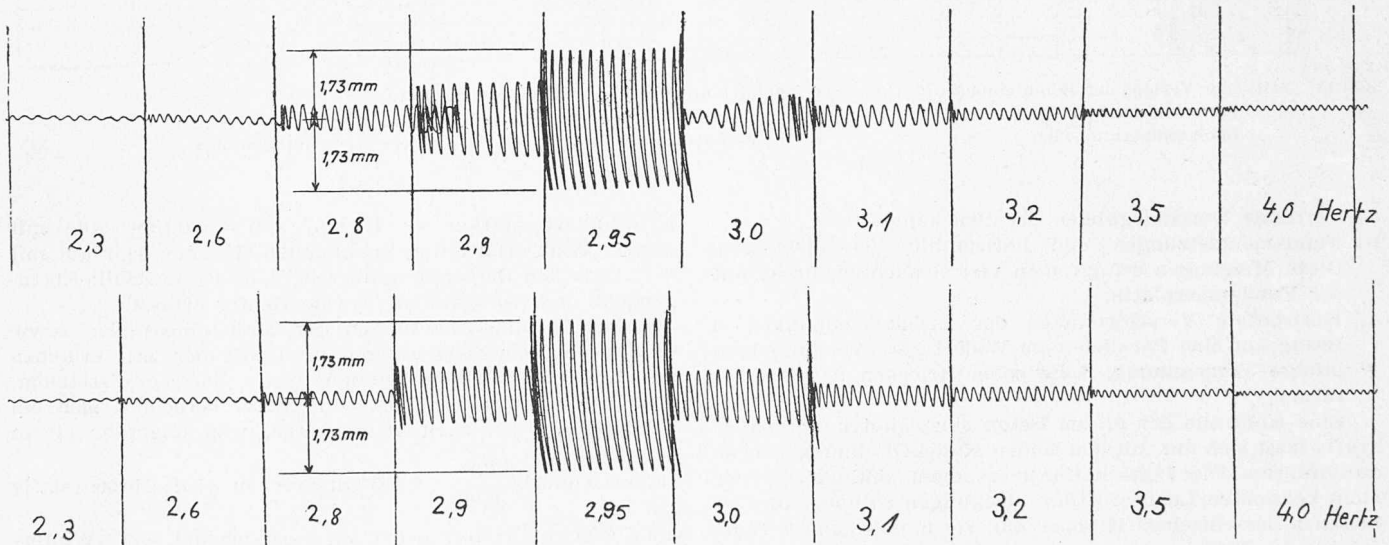


Bild 14. Durchbiegungsdiagramme der Schwingungsversuche mit dem Losenhausen-Erreger, aufgenommen mit mech. Schwingungszeichner auf Oberwasserseite. Exzentrizität 40° . Oben Versuch G, unten Versuch B

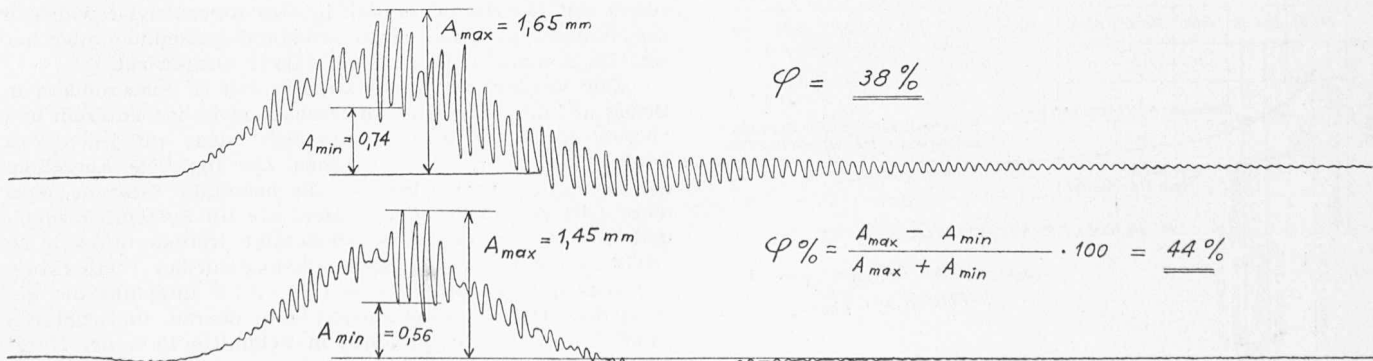


Bild 15. Durchbiegungsdiagramme in Brückenmitte, für Fahrten mit einem Lastwagen, aufgenommen mit mech. Schwingungszeichner auf Unterwasserseite, oben Fahrt 2 mit 10 km/h ohne Brett, unten Fahrt 18 mit 5 km/h über Brett

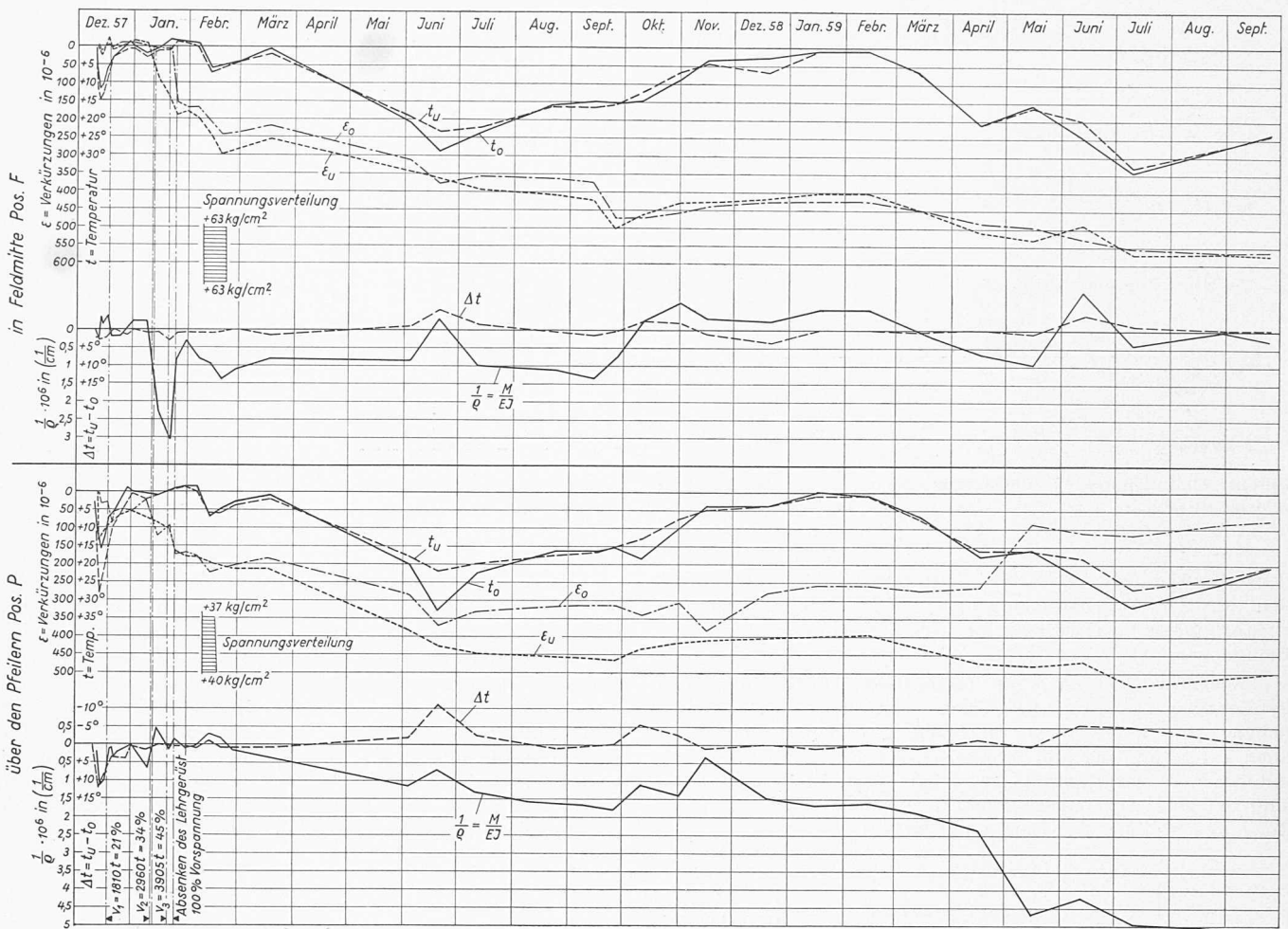


Bild 18. Zeitlicher Verlauf der Betontemperaturen und der Betondehnungen. Pos. P und F siehe Bild 10

ϵ_o = Betondehnung oben
 t_o = Betontemperatur oben

ϵ_u = Betondehnung unten
 t_u = Betontemperatur unten

$\Delta t = t_u - t_o$
 ρ = Krümmungsradius

- Vertikale Durchbiegungen der Brückenplatte;
- Fundamentsetzungen und horizontale Verschiebungen. Diese Messungen erfolgten in vier Schächten direkt auf der Fundamentplatte;
- Horizontale Verschiebungen der Brückenendpunkte in Bezug auf eine Parallele zum Widerlager (Verkürzungen infolge Vorspannung, Schwinden, Kriechen und Temperatur).

Eine Kontrolle der in den Beton eingeleiteten Vorspannkraft lässt sich nur mit den beiden Maihak-Dehnungsgebern durchführen. Die Deformationsmessungen sind infolge der nicht bekannten Lehrgerüstdurchbiegungen zu ungenau. Das Spannen der einzelnen Etappen dauerte immer rund 3 Tage. Infolge der Kriecherscheinungen in dieser Zeit ist der Elastizitäts-Modul abzumindern. Unter Berücksichtigung der

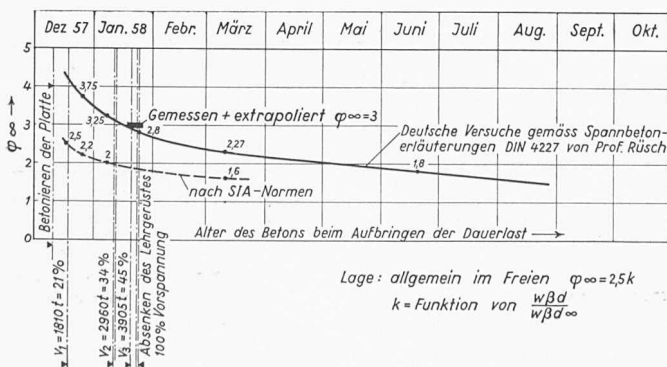


Bild 19. Vergleich des Kriechfaktors φ mit S. I. A.-Normen und deutschen Versuchen

Kriechkurve beträgt er $E = 0,7 \cdot 450 = 320 \text{ t/m}^2$. Die mit diesem Wert ermittelten Spannungen stimmen sehr gut mit der statischen Berechnung überein, d. h. der Lastfall: Eigen-gewicht und Vorspannung wurde richtig erfasst.

Die Dehnungsänderungen der Maihakmesstellen sowie die Durchbiegungsänderungen im Laufe der Zeit erlauben das Kriechmass zu bestimmen. Unter der Voraussetzung, dass das Schwindmass 0,2 % betrage, berechnet sich ein mittleres $\varphi = 2,8$ nach 20 Monaten, was ungefähr einem

$$\text{Endkriechmass} \frac{2,8}{0,92} = 3,0 \text{ entsprechen wird. Dieser relativ}$$

hohe Wert rührt davon her, dass es sich um sog. «Winterbeton» mit entsprechend kleineren Anfangsfestigkeiten handelt. Aus dem Verlauf der Dehnungs- und Durchbiegungs-kurven lässt sich auch sehr schön der Einfluss der Jahreszeiten auf den Beton erkennen. Das Kriechen ist während des Winters praktisch zum Stillstand gekommen und hat sich im Sommer entsprechend stärker ausgewirkt.

Der Verlauf der Betontemperaturen ist insbesondere in Bezug auf die Temperaturdifferenzen zwischen unterem und oberem Rand interessant. Man sieht, dass auf jeden Fall Differenzen bis 10° C vorkommen. Der parallele Ausschlag der Dehnungskurve bekräftigt die bekannte Tatsache, dass diese Differenzen erhebliche Momente im System erzeugen und deshalb unbedingt berücksichtigt werden müssen. So erhält man z. B. aus der Nachrechnung mit der Temperatur-differenz am 19. Juni 1958 von rd. 10° C ungefähr die gemessenen Dehnungsänderungen am oberen und unteren Rand. Die Momente erreichen in Feldmitte 45 % der Nutzlastmomente und sind deshalb als gesonderter Lastfall anzuführen. Die Normen des S. I. A. sollten in diesem Sinne ergänzt werden.

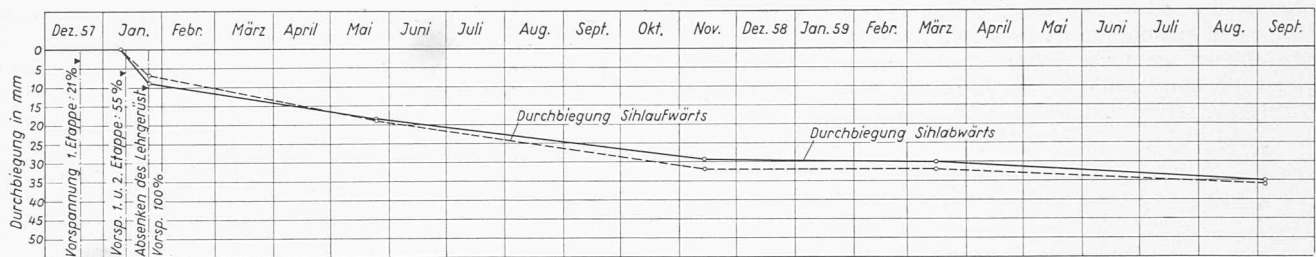


Bild 20. Zeitlicher Verlauf der Durchbiegungen in Brückenmitte

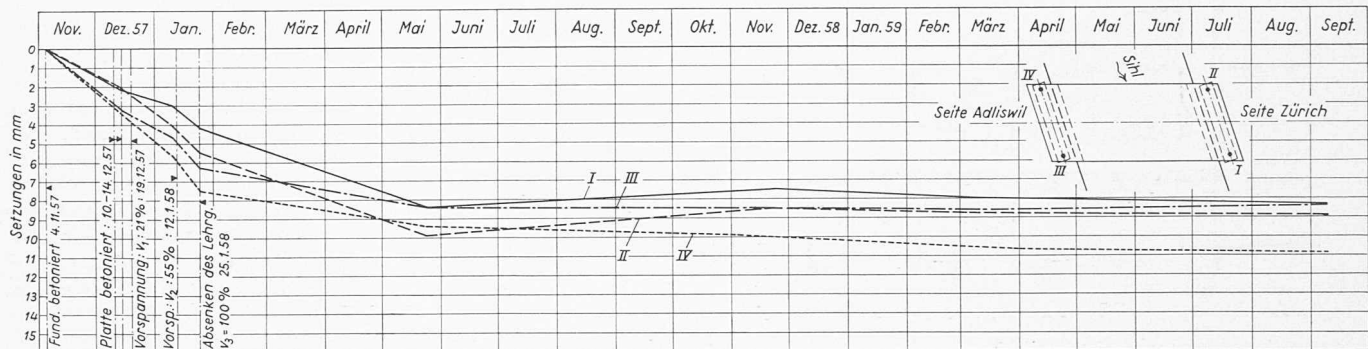


Bild 21. Zeitlicher Verlauf der Fundamentsetzungen an den Stellen I—IV

Die Fundamentsetzungen (Bild 21) bewegen sich bis heute zwischen 8,3 und 10,8 mm und sind praktisch abgeklungen. Da nur die kleinen ungleichen Setzungen (max. 2,5 mm) Spannungen erzeugen, so ist der Einfluss auf das System bedeutungslos. Die horizontalen Fundamentausweichungen liegen ebenfalls im Bereiche von wenigen mm und konnten infolge der Messtoleranzen mit Sicherheit nicht festgestellt werden. Jedenfalls sind sie viel kleiner als die der Berechnung zu Grunde gelegten 20 mm beidseitig.

Die Verkürzungen der Brückenplatte infolge Schwinden und Kriechen gehen parallel zu den Durchbiegungen infolge Eigengewicht. Sie sind in den spitzen Ecken grösser als in den stumpfen, entsprechend der grösseren Länge, und zeigen auch die charakteristischen Unterschiede zwischen Sommer

und Winter. Die grösste Gesamtverkürzung beträgt bis heute rd. 30 mm. Die Durchbiegungen in Feldmitte erreichten nach einem Jahr etwa 35 mm, d. h. 1/1030 der Spannweite, und dürften als Endwert 40 mm nicht überschreiten. Auch diese langfristigen Messungen zeigen ohne Ausnahme ein normales Verhalten der Brücke und bestätigen die Richtigkeit der statischen Berechnung und deren Grundlagen.

Es gebührt allen unseren Mitarbeitern, die zum Gelingen des Werkes beigetragen haben, unser bester Dank. Die Ausführung dieser kühnen Konstruktion ist aber vor allem dem Verständnis von Stadingenieur *H. Steiner* zu verdanken.

Adresse der Verfasser: Mühlebachstrasse 164, Zürich 8.

LIGNUM, Schweizerische Arbeitsgemeinschaft für das Holz

DK 061.2:691.11

Auf Antrag der Forstabteilung an der ETH hat der Schweiz. Schulrat beschlossen, mit Beginn des Sommersemesters 1960 einen *Spezialstudienplan für Holztechnologie* in das Vorlesungsprogramm der ETH aufzunehmen. Mit der Leitung dieses neuen Spezialstudiums wurde Prof. Dr. *H. H. Bosshard*, Vorsteher des Laboratoriums für Holztechnologie, beauftragt. Das Spezialstudium soll Absolventen der ETH zur Weiterbildung dienen (Lösung selbständiger Aufgaben oder Ausführung von Promotionsarbeiten). Dem Studienplan können auch Fachhörer folgen. Das Spezialstudium umfasst alle diejenigen Fächer aus den verschiedenen Normalstudienplänen der ETH, die für die Holztechnologie von besonderer Bedeutung sind. Ausserdem werden neue Vorlesungen im Rahmen des Spezialstudienplanes gehalten: «Das Holz in der Architektur», «Ausgewählte Kapitel aus der Holzverarbeitung», «Prüfmethoden von Holz und Holzwerkstoffen», «Aufbau und Entwicklung der schweizerischen Holzwirtschaft», «Handelsgebräuche für Holz und Holzwerkstoffe», «Tropische Nutzholzarten». In einem holzwirtschaftlichen Kolloquium wird die Möglichkeit der freien Aussprache über aktuelle Probleme der Holztechnologie geboten. Das Vertiefungsstudium entspricht einem Wunsche der Praxis und wurde von der Lignum angeregt. Es dient der Ausbildung von Holztechnologien und Betriebsingenieuren, denen sich im In- und Ausland eine interessante berufliche Tätigkeit eröffnet. Der neue Spezialstudienplan für Holztechnologie an der ETH bietet die Möglichkeit, die schweizerische Holzverarbeitung

wirksam zu fördern und dadurch einen volkswirtschaftlich wichtigen Beitrag zugunsten unserer Wald- und Holzwirtschaft zu leisten.

Im Oktober letzten Jahres behandelte in Genf das Holzkomitee der europäischen Wirtschaftskommission die *Marktlage*. Beim *Nadelschnittholz* kann der Verbrauchsrückgang und der damit verbundene Preisdruck als überwunden gelten. Ganz ähnlich wird die Lage beim *Papierholz* beurteilt. Wohl verminderte sich der Bedarf an Grubenholz, ein Sortiment, das sich weitgehend auch für die Herstellung von Zellulose und Holzschliff verwenden lässt. Doch steigt der Papierholzbedarf in Europa und in der ganzen Welt von Jahr zu Jahr. Das voraussichtliche Angebot liegt etwas unter der gemeldeten Nachfrage und die Preise zeigen eine Festigung. Beim *Laubholz* wurde namentlich der starke Rückgang der Nachfrage nach Buchenholz von allen Delegierten unterstrichen. Dieser ist teilweise auf die Holzverdrängung (Schwellen, Haushaltungsartikel, Spielwaren) zurückzuführen, zum Teil aber auch auf die Konkurrenz durch die tropischen Hölzer. Ferner wurde im Holzkomitee vor allem die industrielle Verwendung von Laubholz geringer Dimensionen diskutiert. Durch den starken Rückgang des Brennholzverbrauches steht die europäische Waldwirtschaft vor einem sehr schwerwiegenden Problem, das voraussichtlich nur durch vermehrte Verwendung von Laubholz zur Herstellung von Zellulose und Platten gelöst werden kann. Nebst den technischen Fragen ist es vor allem die wirtschaftliche Seite, die besondere Schwierigkeiten bietet. Auf