

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 71 (1953)
Heft: 23: Stahlbau-Sonderheft

Artikel: Transportbrücke in Rohrkonstruktion
Autor: Guyer, Roland
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-60564>

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: 30.01.2025

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

Konstruktion wirtschaftlich günstige Ergebnisse, wobei die Verwendung des Betonbrüstungsträgers als Kranbahnträger sich vorteilhaft auswirkt.

Konstruktion:

Kellergeschoss: Stützen und Decke in armiertem Beton.

Bearbeitungshalle: Stützen aus gewalzten Breitflanschträgern, elektrisch geschweisste Blechträgerbinder.

Lagertrakt: Stützen aus gewalzten Breitflanschträgern, Decken bestehend aus Hauptunterzügen und Längsträgern aus Walzprofilen in Verbund mit kreuzweise armierten Betonplatten.

Kranbahn: Westseite elektrisch geschweisste Blechträger, Ostseite armierte Betonbrüstungsträger.

Aussenwände: Ost- und Südfassaden aus massivem Zementsteinmauerwerk mit Betonfenstern, West- und Nordfassaden im Hinblick auf die spätere Erweiterungsmöglichkeit bestehend aus Welleternit mit Durisol-Isolierplatten auf Eisen- und Holzfachwerk montiert, Stahlfenster.

Dachkonstruktion: Bimsplatten mit Kiesklebedach.

Oberlichter: Ausföhrung mit kittlosen Sprossen auf geschweissten Stahlzargenträgern montiert, Abstand der Oberlichter 10,0 m, Länge 14,5 m, Breite 4,0 m, Oberlichtgrundfläche 30 % der Hallengrundfläche.

Im Hinblick auf die minimale Feuerbelastung (brennbares Material in kg/m²) konnte von besonderen Verkleidungen der Stahlkonstruktion gegen die Einwirkung von Feuer Umgang genommen werden.

Ausmasse:

Gebäudeinhalt ab Oberkante Kellerdecke:

Bearbeitungshalle	18 800 m ³
Lagertrakt	8 600 m ³
Total	27 400 m ³

<i>Beton:</i> Bearbeitungshalle	235 m ³
Lagertrakt	397 m ³
Kellergeschoss	321 m ³
Kranbahn	35 m ³
Total	988 m ³

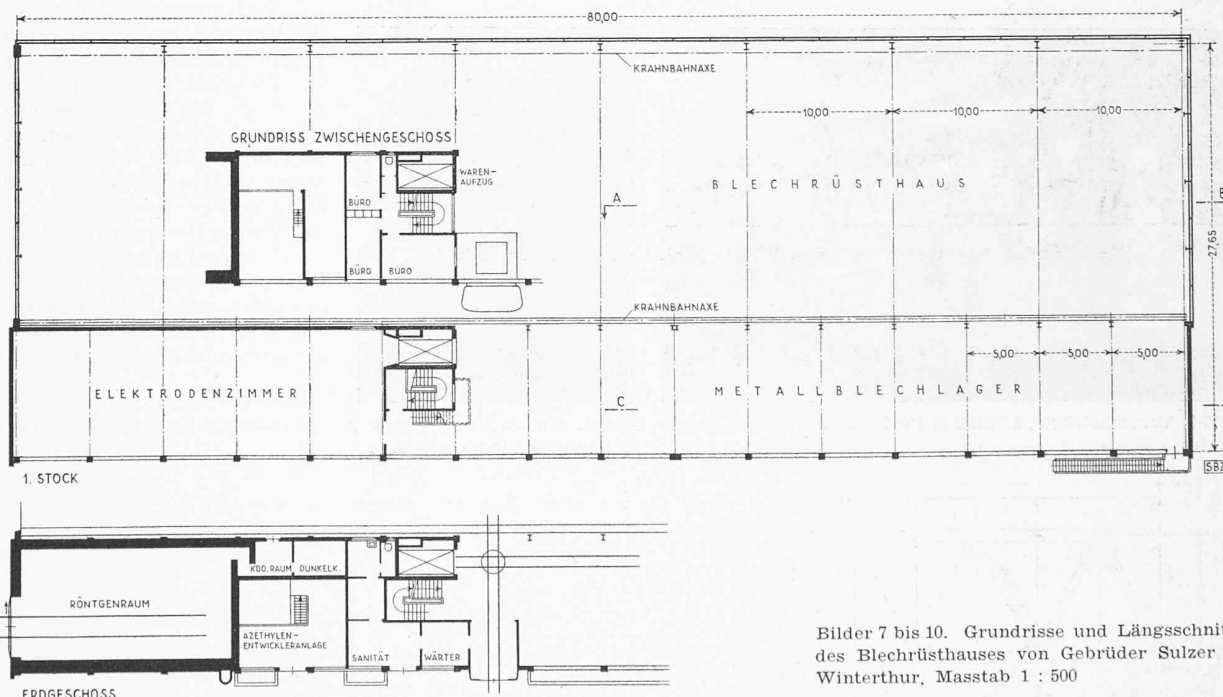
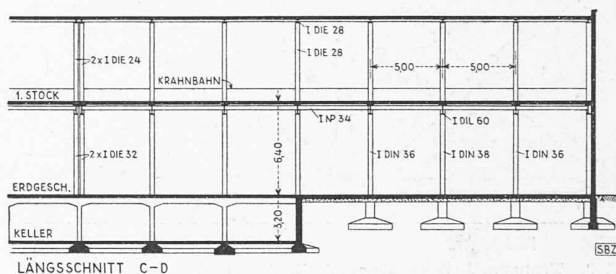
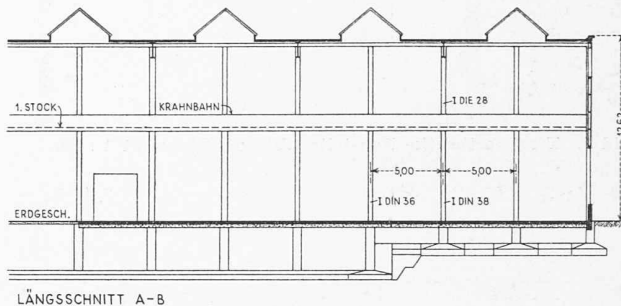
Stahlkonstruktion:

Bearbeitungshalle	90,5 t = 4,8 kg/m ³
Lagertrakt	129,2 t = 15,0 kg/m ³
Kranbahn	16,9 t
Total	236,6 t = 8,6 kg/m ³

Projektierung und Ausführung:

Allgemeine Organisationsplanung, Gebäude-Projekt und Bauausföhrung: *Suter & Suter*, Architekten, Basel, und Bau-bureau Gebr. Sulzer AG. (*J. Amstutz* und *A. Kugler*).

Statische Projektierung: *Geilinger & Co.*, Winterthur. — Eisenbeton: *Nabholz & Ruckstuhl*, Ingenieurbureau, Winterthur. — Erd-, Maurer- und Eisenbetonarbeiten: *Corti & Cie. AG.*, Winterthur. — Stahlkonstruktionen: *Geilinger & Co.*, Winterthur.



Bilder 7 bis 10. Grundrisse und Längsschnitte des Blechrüsthauses von Gebrüder Sulzer in Winterthur, Masstab 1 : 500

Transportbrücke in Rohrkonstruktion

Von Dipl. Ing. ROLAND GUYER, Oberingenieur der Firma Buss AG., Basel

DK 624.951

Im Zuge des weitem Ausbaus der Oberhasli-Werke wurde der Firma Buss AG., Basel, eine Transportbandbrücke in Auftrag gegeben, die einen Teil der Bauplatz-Installation für die Stau-mauer Oberaar¹⁾ bildet. Sie dient als Tragkonstruktion für den Transport von Kies- und Sand-Material auf laufendem Band von den Silos zum Betonmisch-turm. Die Brücke besteht

aus zwei Zwillings-trägern, auf denen je ein Transportband angeordnet ist. Sie liegt in einer Steigung von 25 %. Allgemeine Anordnung und Hauptabmessungen sind aus den Bildern 1 und 2 ersichtlich.

Neben der Belastung aus Eigengewicht und einer Windlast von 150 kg/m² wurde die Brücke für folgende Belastungs-fälle untersucht:

1) Vgl. SBZ 1953, Nr. 19, S. 271*, sowie «Stahlbau-Bericht» Sept. 1952.

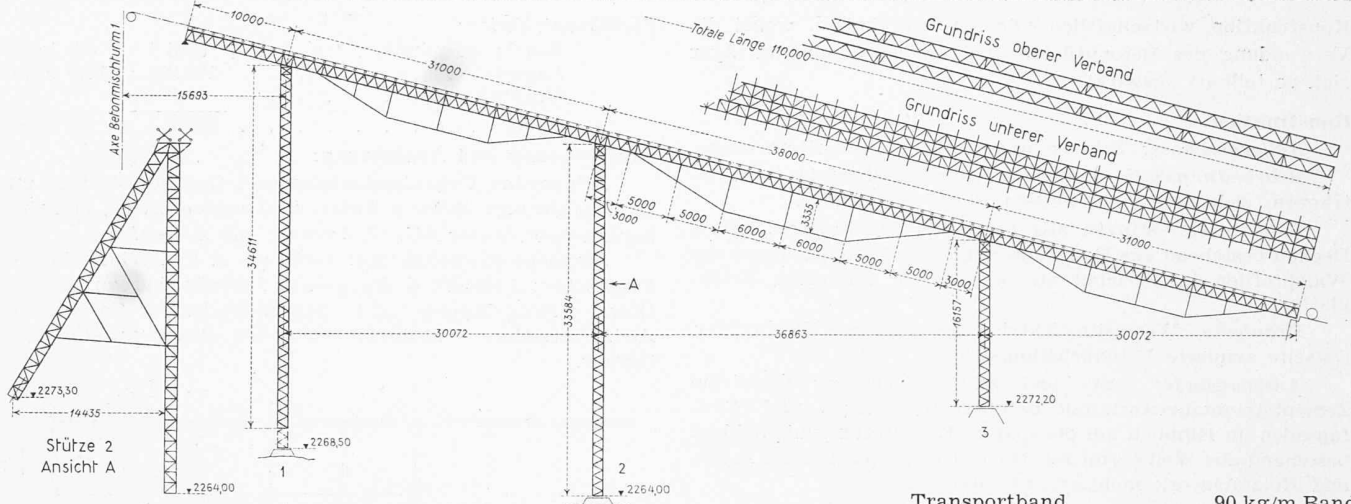


Bild 1. Transportbrücke Baustelle Oberaar, Übersicht 1 : 700

Transportband	90 kg/m Band
Winter: Schnee	310 kg/m Band
Sommer: Kies	70 kg/m Band
Gehsteg	50 kg/m Band

Massgebend für die Dimensionierung war daher die Schneebelastung. Der Bauherr, die Bauunternehmung Staumauer Oberaar, hatte mit Rücksicht auf spätere Verwendung an andern Orten ein möglichst universelles Gerät gewünscht und vorgeschrieben, dass die Brücke aus Normalelementen gebildet werde, die bei kontinuierlichen Trägern Mittelfelder bis 20 m erlauben. Auf Grund dieser Vorschrift wählten wir als Normalelement Fachwerkträger von 10 m Länge. Sämtliche Elemente haben gleiche Anschlüsse; dagegen mussten mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit entsprechend den statischen Verhältnissen Feld- und Stützen-Elemente geschaffen werden, von denen die letzten das gleiche Netzwerk, aber etwas stärkere Profile aufweisen. Um die bei Oberaar vorhandenen Spannweiten von 30 und 37 m zu bewältigen, wurden unter den Brücken Hängewerke angeordnet. Ausserdem mussten einige verstärkte Elemente geschaffen werden, die aber bei einer andern Verwendung ohne weiteres als Normalelemente dienen können.

Die gewählte Lösung erlaubte es, nicht nur für die Brücke, sondern auch für die Stützen weitgehend mit Normalelementen auszukommen, wodurch eine grosse Wiederverwendungsmöglichkeit erzielt wurde.

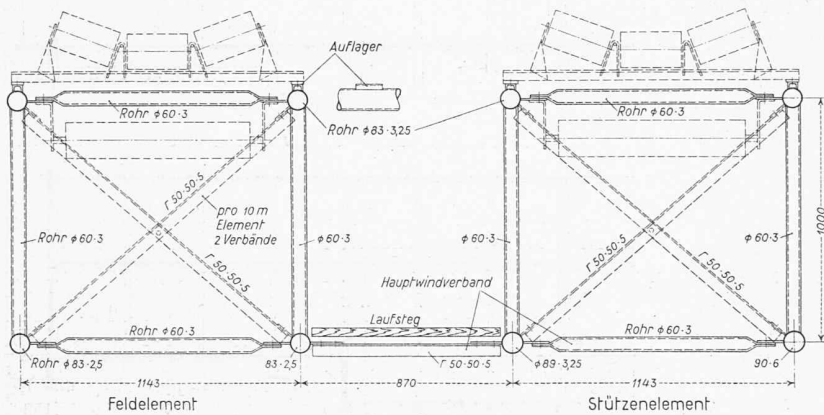


Bild 2. Transportbrücke, Querschnitt 1 : 30

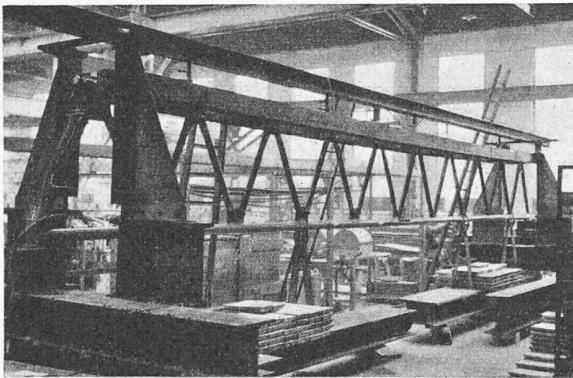


Bild 3. Versuchsträger, seitlich H-Profile zum Halten des Obergurtes

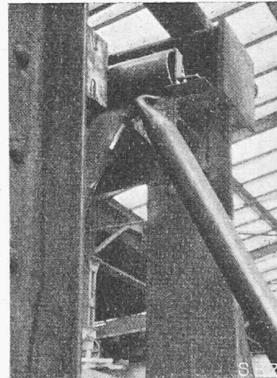


Bild 4. Falten der Enddiagonale des Versuchsträgers (Schweissanschluss) beim zweiten Belastungsversuch

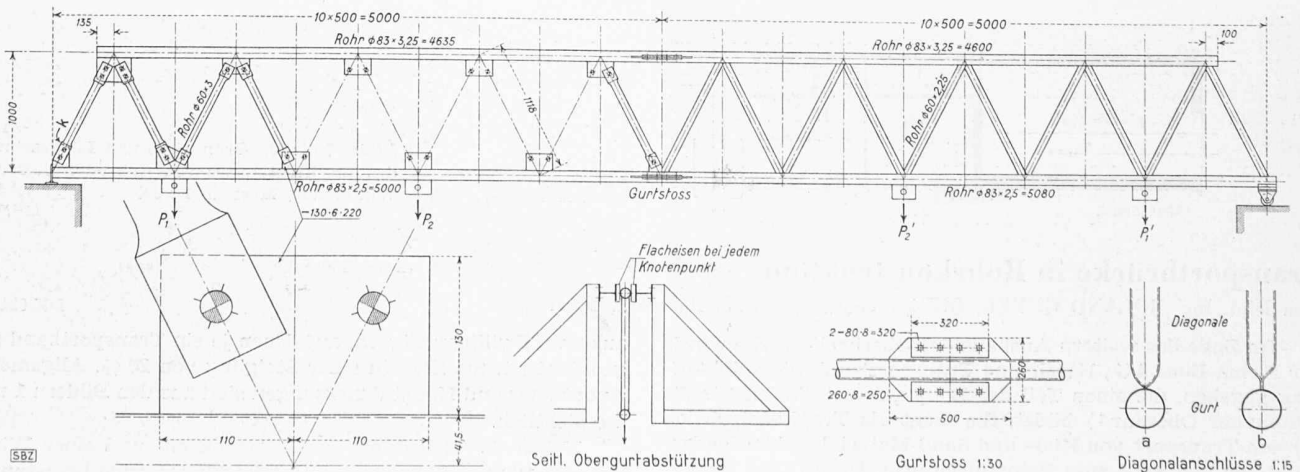


Bild 5. Versuchsträger, Gesamtansicht 1 : 60 und Einzelheiten

Ursprünglich war eine Konstruktion aus Winkelprofilen vorgesehen. Da die Beschaffung dieses Materials innert nützlicher Frist auf unüberwindliche Schwierigkeiten stiess, sahen wir uns gezwungen, die Winkeleisen weitgehend durch Rohre zu ersetzen. Hieraus ergaben sich bezüglich der Knotenpunkte neue Probleme: einerseits war die Wirtschaftlichkeit, andererseits eine konstruktiv und statisch einwandfreie Lösung massgebendes Erfordernis, wobei u. a. in Betracht zu ziehen war, dass die Wandungen der vorgesehenen Rohre nur Stärken von 2,25 bis 3,25 mm aufwiesen.

Man entschloss sich daher, ein Probestück von 10 m Länge in natürlicher Grösse zu erstellen und bis zum Bruch zu belasten. Die Anordnung, die aus den Bildern 3 bis 5 ersichtlich ist, wurde so getroffen, dass gleichzeitig die Enddiagonalen und ein Gurtstab mit Stoss geprüft werden konnten. Zu diesem Zweck wurden die Gewichte symmetrisch zur Trägermitte und so aufgebracht, dass die Belastung in den Punkten P_2 und P_2' stets das Doppelte derjenigen in den Punkten P_1 und P_1' betrug. Die Diagonalen der linken Hälfte des Probestückes waren geschraubt und jene der rechten Hälfte geschweisst, um einen Vergleich zu erhalten.

Der Bruch trat vorzeitig ein durch Knicken aus der Trägerebene im Punkt «k» der geschraubten Enddiagonale, was darauf zurückzuführen ist, dass die beiden Enden des Diagonalrohres wegen der Schrauben auf eine zu grosse Strecke abgeplattet werden mussten. Ungünstig hat sich ferner natürlich die allerdings verhältnismässig geringe Exzentrizität des Anschlusses ausgewirkt.

Das ausgeknickte Rohr wurde durch zwei Winkeleisen ersetzt und der Versuch fortgesetzt. Der Bruch trat nun auf der rechten Seite mit den geschweissten Anschlüssen bei einer Stabkraft von 8,6 t in den Enddiagonalen auf. Die Zerstörung erfolgte durch lokales Falten am oberen Stabende (Bild 4). Bei diesem Versuch waren die Enden der Rohrdiagonalen so zusammengequetscht, dass die Rohrwandungen erst unmittelbar bei der Gurtung zusammenkamen (Bild 5 rechts, Detail a). Diese Ausführungsart stellte erhebliche Anforderungen an die Werkstatt. Man baute daher nach dem Versuch die beiden letzten geschweissten Diagonalen rechts aus und ersetzte sie durch zwei Rohre, die etwas mehr abgeplattet waren (Bild 5 rechts, Detail b), worauf der Probeträger erneut belastet wurde. Das Fließen trat etwas später ein als im vorangegangenen Versuch, die Bruchlast war praktisch die selbe.

Die beiden Enddiagonalen rechts wurden erneut ausgebaut und durch Rohre mit gefrästen Enden, entsprechend den Durchdringungskurven, ersetzt, so dass sich nun ein räumlicher Anschluss ergab. Als die Last in den Enddiagonalen 10 t erreichte, knickte der obere Gurt als Ganzes aus, da die

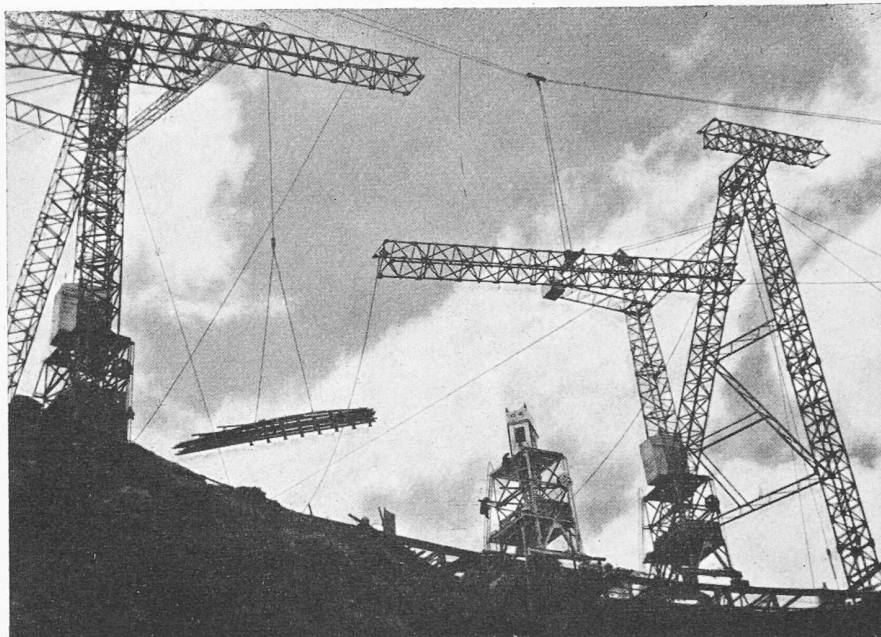


Bild 6. Montagebild mit Stützen 2 und 1

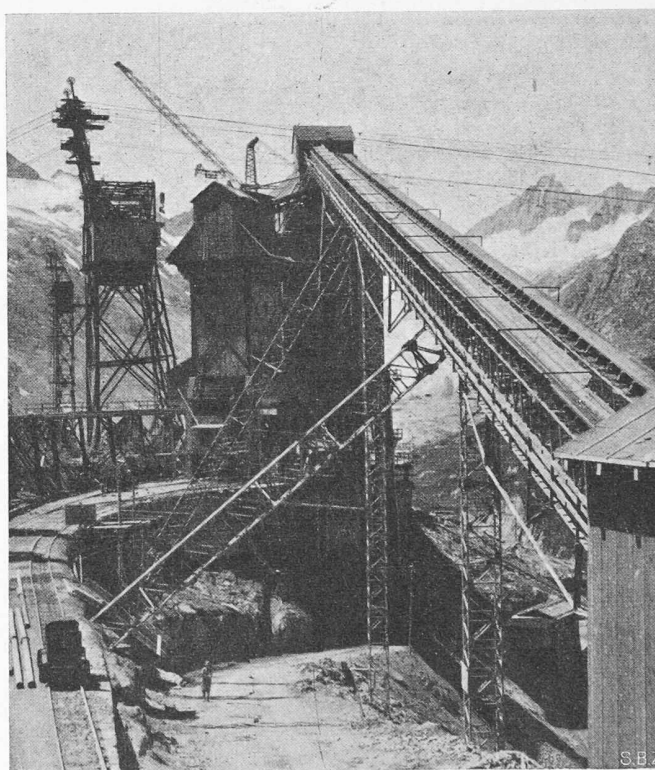


Bild 7. Gesamtansicht, Blick gegen den Betonmischturn

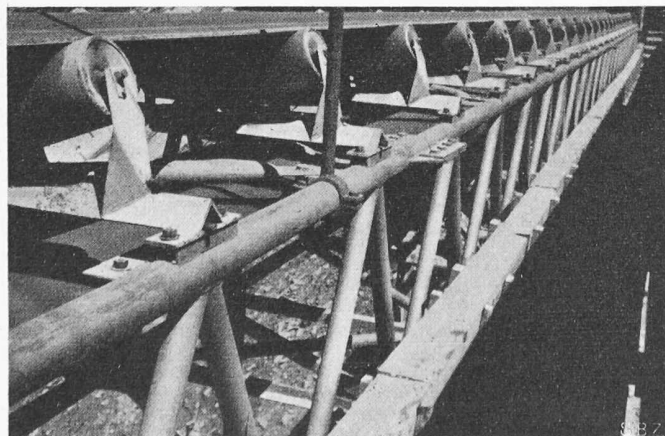


Bild 8. Detail mit Gurtstoss, vom innern Laufsteg aus (im Vordergrund Holzabdeckung für elektrische Kabel)

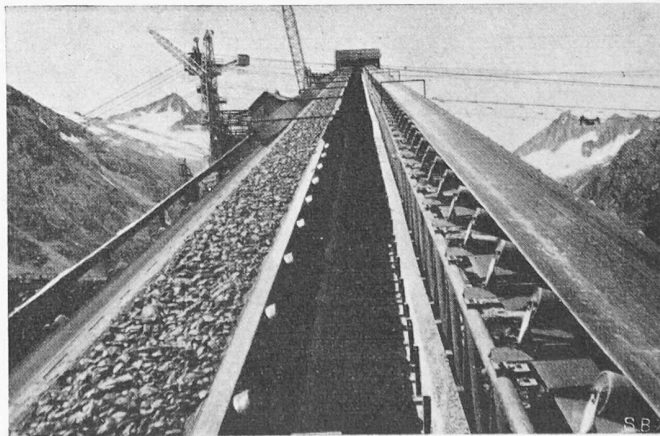


Bild 9. Draufsicht auf die fertige Brücke mit den beiden Transportbändern

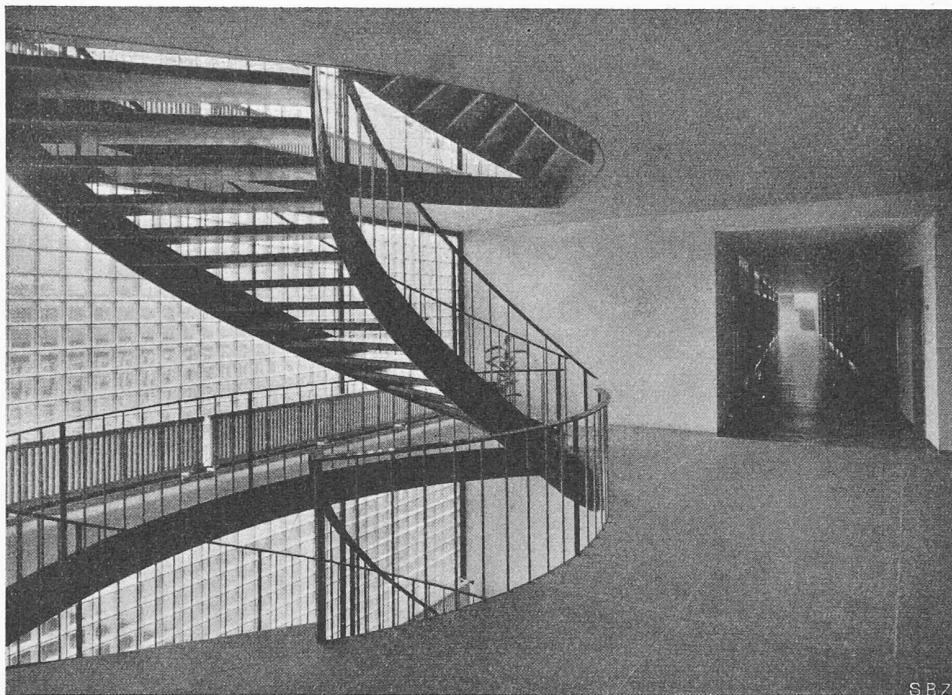


Bild 1. Dritter Lauf

Photos Beringer & Pampaluchi, Zürich

Durchbiegung so gross geworden war, dass er durch die seitlichen Führungen nicht mehr gehalten wurde. Der Versuch wurde hier abgebrochen, da Messungen und Beobachtungen zeigten, dass das Versuchsstück ohnehin vor der Erschöpfung seiner Tragkraft stand. Im Bauwerk erhalten die dem Versuchsstück entsprechenden Enddiagonalen eines Feldelementes eine maximale Stabkraft von 3 t, so dass eine Sicherheit von über 3 vorhanden ist. Es ist zu beachten, dass die Diagonalen aus konstruktiven Gründen überdimensioniert sind und eine Stabkraft von rund 5 t aufnehmen könnten, so dass bei voller Ausnutzung die Sicherheit etwa 2 betragen würde.



Bild 2. Durchblick von oben nach unten

In wirtschaftlicher Hinsicht stellt sich der Anschluss mit gefrästem Rohrende nur wenig höher als mit abgeplattetem, vorausgesetzt allerdings, dass eine genügende Anzahl gleicher Stücke vorliegen.

Die Montage (Bild 6) erfolgte mit einem behelfsmässigen leichten Kabelkran, der sich am einen Ende auf den bereits erstellten Betonmischurm abstützte. Das Gewicht der Konstruktion stellte sich auf rd. 80 % einer Ausführung in Winkeleisen, doch stieg natürlich der Einheitspreis, so dass in der Kalkulation die Schluss-Summe für die Rohrkonstruktion etwas höher lag als für die Winkeleisen. Bei diesem Vergleich ist nicht ausser acht zu lassen, dass bei der Winkeleisenkonstruktion Knotenbleche für den Anschluss der Diagonalen vorgesehen waren, während sie bei den Rohren entfallen konnten.

Die Konstruktion ist sehr steif und hat sich während zwei Jahren Sommer (Betrieb) und Winter (Schnee) gut bewährt. Wenn es sich auch um ein provisorisches

Bauwerk handelt, darf doch erwähnt werden, dass es sehr ansprechend wirkt. Ausserdem bieten die Rohre hinsichtlich Unterhalt Vorteile.

Wendeltreppe in Stahl

Von Dr.-Ing. GERHARD LIMPERT, Ingenieur der Firma Wartmann & Cie. AG., Brugg

DK 624.026.254.014.2

Bei einem sechsstöckigen Verwaltungsgebäude der Aare-Tessin AG. in Olten planten die Architekten¹⁾, die Fassadenfront des Treppenhauses fast vollständig in Glasbeton auszuführen, um so eine möglichst grosse Helligkeit im Raum zu erzielen. Die Lichteinbusse durch die Treppenanlage selbst sollte gleichfalls möglichst gering sein. Es wurde daher eine leichte, wendelförmige Treppe aus Stahl vorgesehen, deren Wangen aus Breitflachstahl bestehen, während die Stufen als flache Stahlbretter ausgebildet sind. Sogenannte Gegenstufen wurden vermieden.

Für die Dimensionierung musste eine Wendelfläche mit Zentriwinkel von maximal 194° unter gleichmässig verteilter Belastung untersucht werden. Theoretisch sind diese räumlichen Probleme nur schwer zugänglich, sie erfordern nicht nur einen grossen zeitlichen Aufwand, sondern auch spezielle mathematische und statische Kenntnisse. Unter der Annahme eines flachliegenden I-Trägers, bei dem die Wangen die Flanschen und die stark übereinandergreifenden Stufen den Steg darstellen, würde sich für die Verformung infolge Eigengewichts und verteilter Belastung eine Differentialgleichung 5. Ordnung ergeben, für die unter gewissen Voraussetzungen Lösungsmöglichkeiten gefunden wurden²⁾. Trotzdem wurde jedoch im vorliegenden Fall zur Kontrolle der vorgenommenen Dimensionierung ein statisch ähnliches Modell im Masstab 1:10 angefertigt (Bild 4), wobei die Belastung entsprechend dem statischen Modellgesetz $\sqrt{P/l} = \text{const.}$ abgemindert wurde. Gleichzeitig sollte mit dem Modell untersucht werden, ob die gelenkige Lagerung der Wangen am Anfang und Ende der Treppe keine zu grossen Deformationen zur Folge hätte.

Diese gelenkige Aufhängung der Treppenläufe wurde dadurch bedingt, dass die über Erdgeschoss 28 cm und sonst 25 cm dicke, armierte Betondecke wegen des grossen Treppenausschnittes nur in geringem Masse Momente aufnehmen konnte. Der Modellversuch zeigte, dass nicht nur die vorgesehene Aufhängung möglich ist, sondern dass auch die Durch-

¹⁾ Die Gesamtplanung des Verwaltungsgebäudes und auch der Treppenanlage lag in den Händen der Architekten-Gemeinschaft: W. von Gunten, Bern; A. Barth, H. Zaugg, Olten/Schönenwerd.

²⁾ G ö h n e r, «Ing. Archiv» 1936, S. 237.