

# Provisorische Stahlbrücke über die Lienne bei Zeuzier (Wallis)

Autor(en): **Schibler, W.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **73 (1955)**

Heft 45

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-62016>

## **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.

Provisorische Stahlbrücke über die Lienne bei Zeuzier (Wallis)

Von Dr. W. Schibler, Ingenieur, Zürich



Bild 1. Gesamtansicht der Brücke von Süden

A. Allgemeines

Für den gegenwärtig stattfindenden Bau der Staumauer Zeuzier der Electricité de la Lienne S. A., südlich des Rawilpasses, erwies sich eine Verbindung beider Ufer der Sperrstelle durch eine provisorische Dienstbrücke als zweckmässig. Das Ende Mai 1955 beendete Bauwerk (Bilder 1, 2 und 3) überspannt die Schlucht der Lienne südlich der zukünftigen Staumauer in einer Höhe von 155 m über Talgrund und dient hauptsächlich dem Zementtransport durch Lastwagen. Die Hauptkonstruktion ist ein Sprengwerk von 121,5 Meter Spannweite mit einem Fachwerk-Versteifungsträger von 171,6 m Länge (zwei Hauptträger in 3,90 m Abstand) und zwei in Querrichtung gespreizten Schrägstützen von 37,2 m Länge. Die Endauflager des Versteifungsträgers sind alle beweglich. Das System ist somit einfach statisch unbestimmt. Die Stützenachsen schneiden sich auf einer Vertikalen durch den Obergurtnknoten 22. Diese Bauart erwies sich als wirtschaftlich dank der Möglichkeit eines günstigen Montagevorganges, der Gleichartigkeit vieler Elemente und dem Vorwiegen gleichmässig verteilter Lasten (ständige Last, Schnee).

B. Konstruktion

Die aus Längsbohlen und Querbalken bestehende hölzerne Fahrbahn von 3,9 m

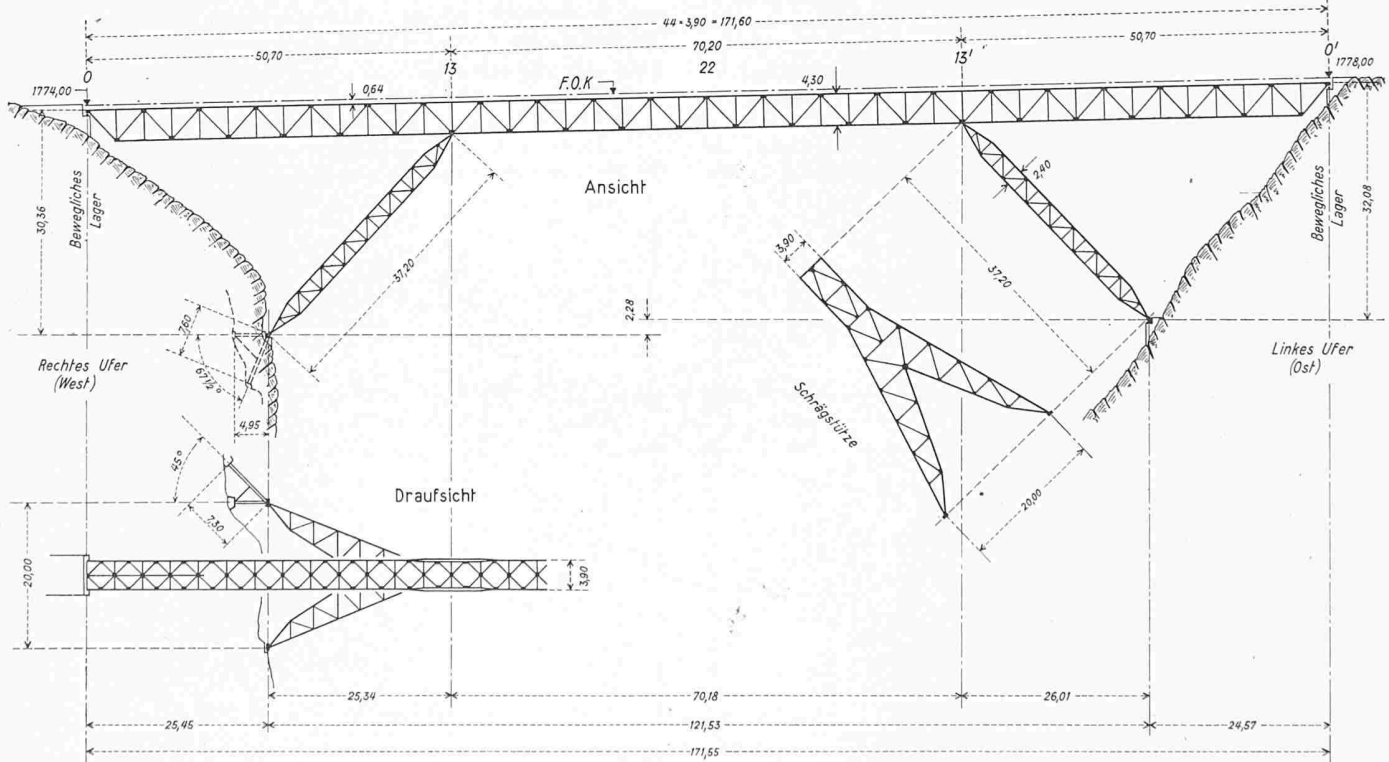


Bild 2. Ubersichtsplan der Brücke, Masstab 1:1000

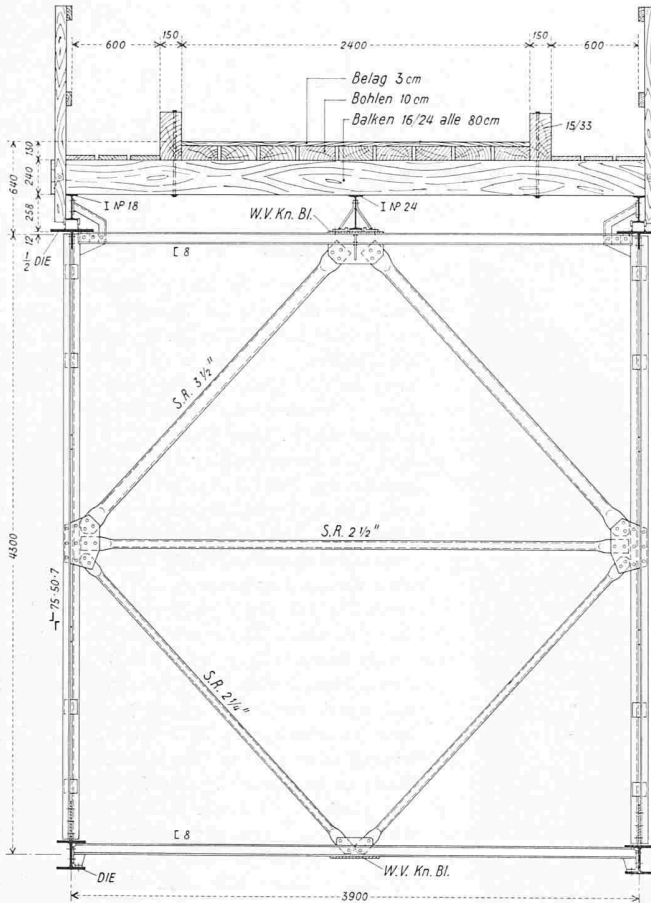


Bild 3. Normalquerschnitt, Masstab 1:50

Breite (Lastwagen-Fahrstreifen 2,40 m und zwei seitliche, abgetrennte Gehwege von je 0,60 m) stützt sich auf drei durchlaufende Längsträger aus INP von 3,90 m Stützweite. Die beiden äusseren Längsträger ruhen auf den Hauptträgerknoten. Der mittlere Längsträgerstrang stützt sich alle 3,90 Meter auf 43 Fachwerkquerträger, die gleichzeitig als Querverbände der Hauptträger dienen; beim Widerlager ruht der Längsträger auf einem Endquerträger aus INP, der in Brückenaxe ein sekundäres Auflager besitzt. Die Längsträgerstösse sind geschraubt.

Die Hauptträger sind einwandige Parallelfachwerke von 3,90 m Feldweite und 4,30 m Systemhöhe. Der Obergurt besteht aus halbierten, der Untergurt aus ganzen Breitflanschträgern. Die Knotenbleche sind mit Stumpfnähten an die Gurtungen geschweisst, die Gurtstösse sind geschraubt. Die

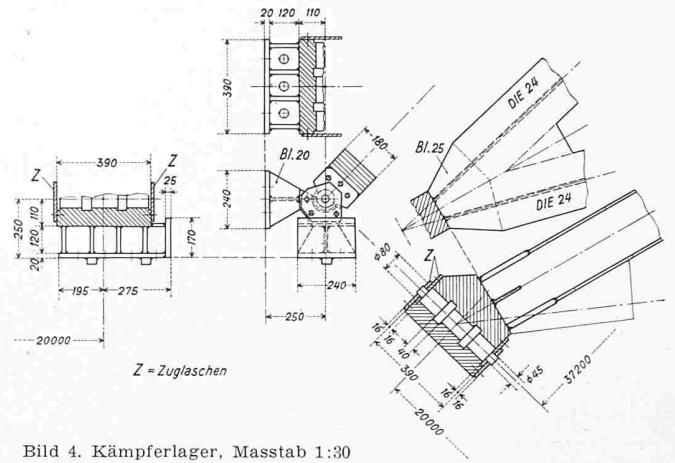


Bild 4. Kämpferlager, Masstab 1:30

teilweise gespreizten Diagonalen und Pfosten aus zwei L-Eisen oder zwei [-Eisen sind an die Knotenbleche geschraubt. Der Obergurt ist in jeder Feldmitte längsbeweglich mit dem Randlängsträger verbunden, wodurch gegen Knicken in vertikaler Richtung eine elastische Stützung mitwirkt. Beim Knoten 13 geht der I-Untergurt in einen zweiwandigen [-Querschnitt über, der den Anschlusszapfen der Schrägstütze aufnimmt (Bild 5). Dies ermöglichte eine Zentrierung der Stütze für jede Schräglage (Montage).

In der Obergurt- und Untergurtebene liegen zwei Rautenwindverbände mit angeschraubten Rohrdiagonalen. Zur Ableitung der Windkräfte des oberen Verbandes ist der Querverband 13 verstärkt ausgeführt. Die Weiterleitung der Windkräfte in die Stützeebene geschieht durch einen mit den oberen Stützenstreben verbundenen Bolzen, der im unteren Querriegel des Querverbandes drehbar, jedoch seitlich geführt ist (Bild 6). Es entstehen dabei Ablenkungskräfte in Richtung des Untergurtes. Bei den Brückenenden wird die Auflagerkraft des Windverbandes durch eine längsbewegliche Gabellagerung in Brückenaxe unmittelbar in die Widerlager geleitet.

Die oben 3,90, unten 20,00 m breiten Fachwerk-Schrägstützen wirken in ihren Ebenen als Zweigelenkrahmen. Sie besitzen je vier Hauptgurtungen aus I DIE 24 mit angeschweissten Knotenblechen und geschraubten Stössen (Bild 8). Der innere Beingurt besteht aus vier L-Eisen mit Bindeblechen. Die Ausfachung der vier äusseren Wände, der inneren Beinebenen und der Querverbände ist aus angeschraubten Rohr-, [- oder L-Stäben hergestellt. Bild 4 zeigt das Kipplager der Kämpfer mit seinem horizontalen Zapfen, das ein Pendeln der Stütze (Montage) gestattet.

Auf dem rechten Ufer wurde, wegen der Verschiedenheit des Talprofils je 10 m seitlich der Brückenaxe und wegen der Notwendigkeit einer horizontalen Drehaxe der Stütze am

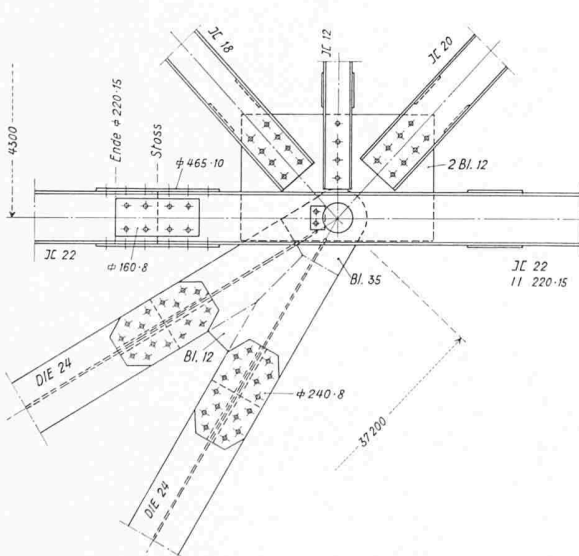


Bild 5. Knotenpunkt am Stützenkopf, Masstab 1:30

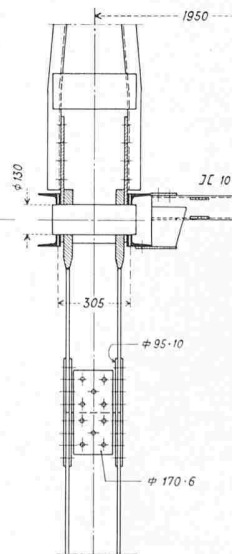
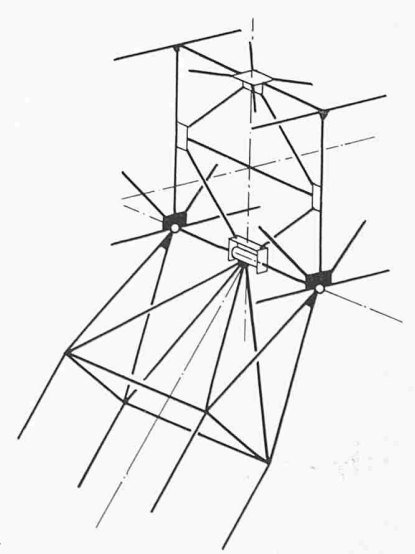


Bild 6. Querverband 13



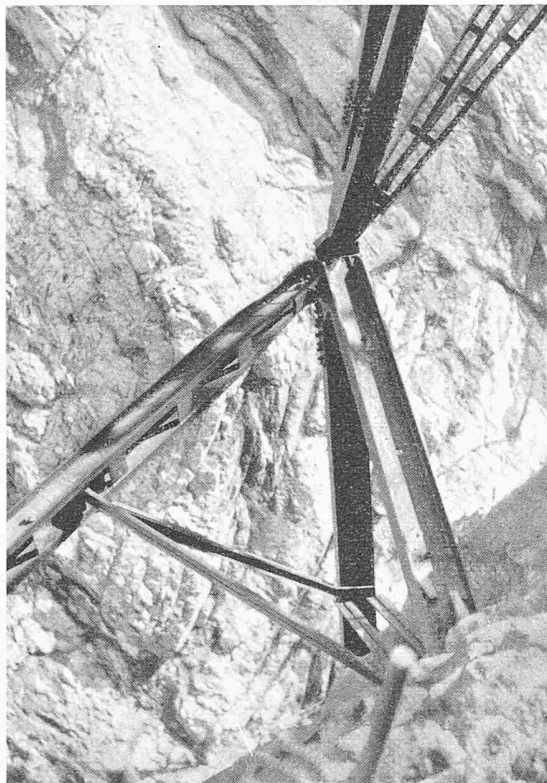


Bild 7. Draufsicht auf den Kämpferbock<sup>1</sup> (rechtes Ufer, hinten Felswand auf dem linken Ufer)



Bild 8 (rechts). Teilansicht der Stütze, gesehen von West nach Ost

Kämpfer (Montage), die Erstellung eines dreibeinigen stählernen Kämpferbockes zum Abfangen des einen Stützenfusses erforderlich (Bilder 2 und 7). Die gesamte Stahlkonstruktion wurde aus St. 37 mit einem Gewicht von 136 t ausgeführt. Die Werkverbindungen sind geschraubt oder geschweisst, die Montageverbindungen geschraubt.

### C. Belastungen

Die Belastungsannahmen waren im wesentlichen folgende:

1. Ständige Last
2. Ein Lastwagen 15 t, dazu Stosszuschlag
3. Nutzlast Gehwege  $p = 100 \text{ kg/m}$  je Gehweg
4. Schnee  $450 \text{ kg/m}^2 = 1,76 \text{ t/m}$  Brücke
5. Wind nach eidg. Vorschrift vom 14. 5. 1935
6. Temperaturänderung

Der Lastwagen war nicht gleichzeitig mit Schnee oder Wind wirkend anzunehmen. Bei der Schneelast wurde für die Hauptträger ein Anteil von  $0,40 \text{ t/m}$  Brücke als bewegliche Last betrachtet, für die Füllungsglieder der Schrägstützen eine ungleichmässige Verteilung in Querrichtung (35 % und 65 % je Hauptträger) angenommen.

### D. Montage

Die Montage (Bild 9) wurde mit Hilfe eines 15 t-Derricks von 35 m Ausladung und einer Fachwerk-Montagebühne von 40 m Stützweite mit Kragarm ausgeführt. Die Gurtungen der Montagebühne bestanden je aus zwei nebeneinanderstehenden I NP, die aus einem Teil der definitiven Längsträger hergestellt wurden. Die Trägerebenen der Montagebühne lagen in der Ebene der Brückenhauptträger. Die Bauteile der östlichen Brückenhälfte wurden mit Hilfe einer bereits bestehenden Seilbahn vom Strassenende auf dem rechten Ufer auf das linke Ufer befördert.

Zunächst wurde auf dem linken Ufer die Stütze und die Montagebühne mit dem Derrick aufgestellt und der Stützenkopf mit Hilfe einer Traverse durch Kabel rückverankert. Auf der Bühne konnte sodann die ganze Brückenhälfte von 85,80 m Länge (zwei Hauptträger mit Verbänden) durch jeweiliges Zusammenbauen eines Teilstückes, Verschieben und nachfolgendes Ansetzen des benachbarten uferseitigen Teiles

zusammengestellt werden, bis durch Senken der Hauptträger auf einer Presse am Kragarmende der Bühne (Knoten 14) der Bolzen im Untergurtnoten 13 und im Stützenkopf eingezogen werden konnte.

Auf dem rechten Ufer musste zuerst der Kämpferbock als Ganzes mit Hilfe des Derricks versetzt werden. Der weitere Vorgang war derselbe wie auf dem linken Ufer. Sodann wurden beide Brückenhälften durch allmähliches Nachlassen der Verankerungskabel in die endgültige Lage gebracht, wonach die Brücke geschlossen und ausgerichtet wurde. Es folgte das Aufbringen der Längsträger und der Holzfahrbahn. Bilder 10, 11 und 12 zeigen einige Montagezustände.

Der dargestellte Montagevorgang erlaubte ein verhältnismässig gefahrloses Arbeiten. Während der gesamten Montage ereignete sich nicht der geringste Unfall. Ausführung und Montage erfolgten durch die Firma Jakem AG., Münchwilen/Aargau.

### E. Statische Besonderheiten

Bei der Berechnung der Brücke ergaben sich einige besondere statische Probleme, die nachfolgend kurz besprochen seien:

#### 1. Knicken der Hauptträgerpfosten in der Hauptträgerenebene

Die Pfosten 1, 3, 5... werden infolge der Längsträgerauflagerdrücke  $L_1$  und  $L_2$  durch die Druckkräfte  $L_1$  und  $P = \frac{1}{2}L_2$  beansprucht (Bild 13). Für den Anteil  $L_1$  ist  $l$  die Knicklänge. Für den Anteil  $P$ , der durch das obere Stabdreieck des Querträgers eingeleitet wird, ist der Pfosten ein Knickstab mit in der Mitte durch einen Pendel eingeleiteter Druckkraft (Bild 14). Mit den eingetragenen Bezeichnungen lauten die Differenzialgleichungen der Biegelinien für die obere und untere Stabhälfte

$$y_1'' = -\frac{2Pf}{EJl}x_1 \quad \text{und} \quad y_2'' = -\frac{P}{EJ}y_2$$

Unter Berücksichtigung der Randbedingungen

$$\begin{array}{llll} x_1 = 0 & y_1 = 0 & x_1 = l/2 & y_1 = f \\ x_2 = 0 & y_2 = 0 & x_2 = l/2 & y_2 = f \end{array}$$



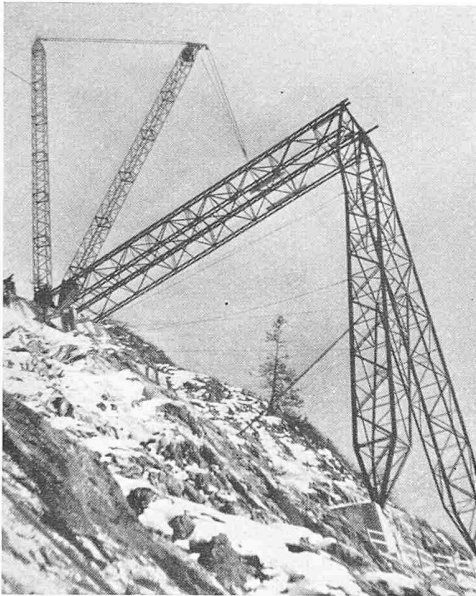


Bild 10. Einsetzen der Montagebühne (linkes Ufer)



Bild 11. Montage der Brücke auf dem rechten Ufer, Ansicht von Norden

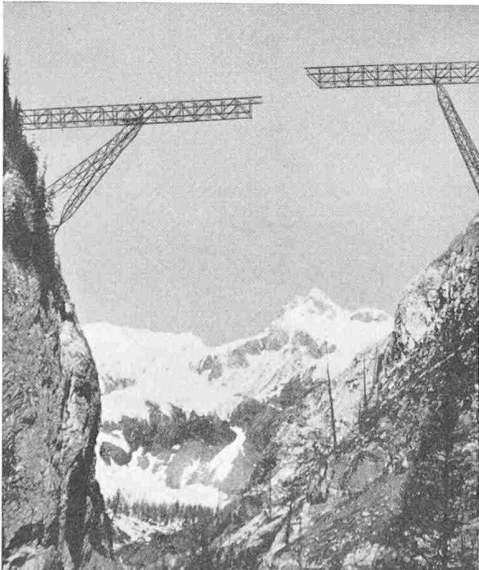


Bild 12. Montage, Ansicht von Süden

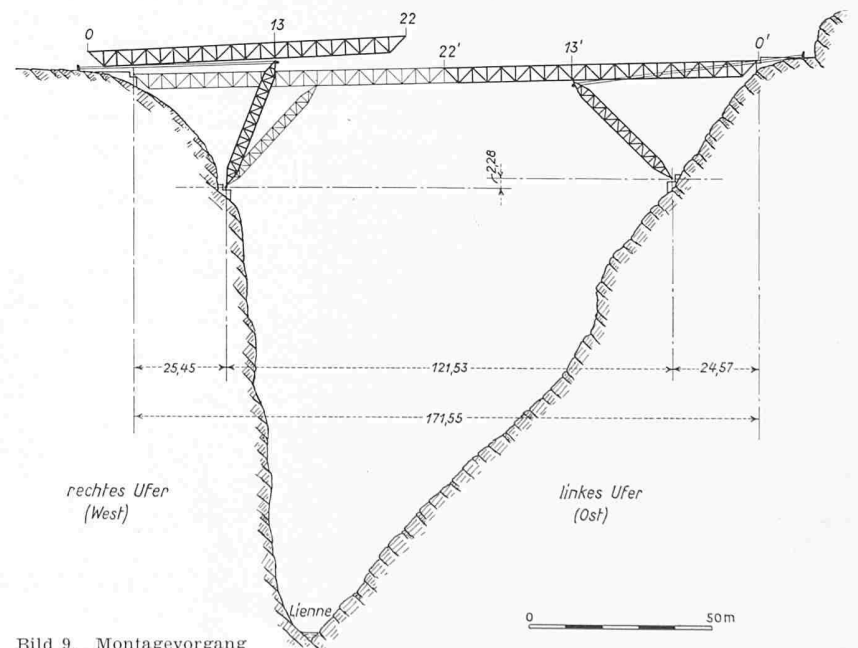
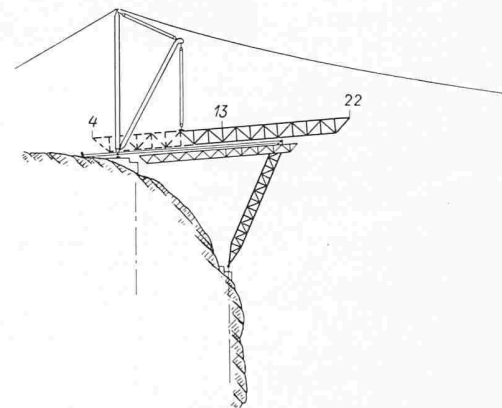
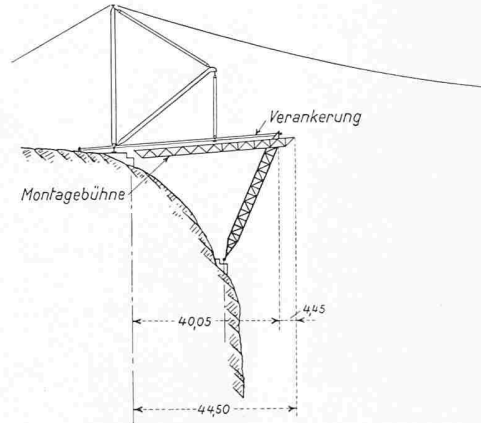
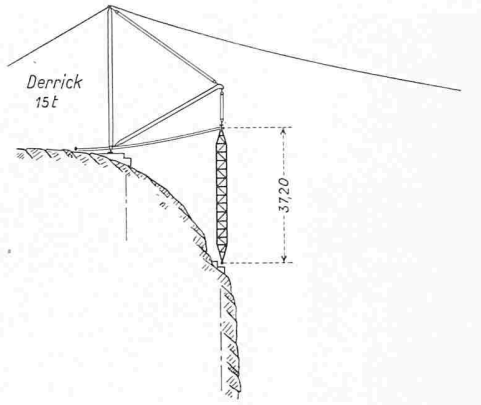


Bild 9. Montagevorgang

ergeben sich die Lösungen

$$y_1 = -\frac{Pf}{3EJl} x_1^3 + \left(2\frac{f}{l} + \frac{Pfl}{12EJ}\right) x_1$$

und

$$y_2 = \frac{f}{\sin \varphi} \sin \omega x$$

wobei

$$\omega = \sqrt{\frac{P}{EJ}} \quad \text{und}$$

$$\varphi = \frac{\omega l}{2} = \sqrt{\frac{Pl^2}{4EJ}}$$

gesetzt wurde. Die Kontinuitätsbedingung

$$y'_1(x_1 = l/2) = -y'_2(x_2 = l/2)$$

liefert nach wenigen Umformungen die Knickgleichung

$$\frac{\varphi^2}{3} - \frac{\varphi}{\text{tg } \varphi} = 1$$

woraus  $\varphi = 1,635$  oder

$$P_{kr} = \frac{10,70 EJ}{l^2} = \frac{\pi^2 EJ}{(0,951 l)^2}$$

2. Antimetrisches Knicken des Sprengwerkes

Es wird der in der Ausgangslage (Bild 15) momentenfreie Zustand mit zwei Einzellasten  $P$  über den Stützen untersucht. Die Biegesteifigkeit  $EJ$  des Versteifungsträgers sei konstant. Der Horizontalschub  $H$  bleibt während des Knickens unverändert. Die Formänderungen können durch  $\eta$  und  $\xi = \eta \text{tg } \alpha$  gekennzeichnet werden. Die im Knickzustand auf eine Hälfte des Trägers wirkenden Kräfte sind  $P - (P - \Delta P) = \Delta P$  und  $H$ , wobei

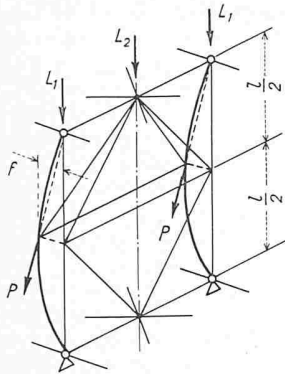


Bild 13.

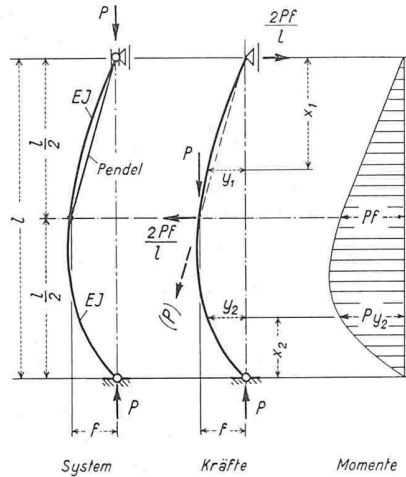


Bild 14

$$\Delta P = \Delta P' + \Delta P'' = H \frac{\eta}{d \cos^2 \alpha} + H \frac{\eta}{b}$$

Wir berechnen zunächst die Durchbiegung  $\eta$  eines mit  $\Delta P$  und  $H$  belasteten Balkens der Spannweite  $c$ . Denkt man sich unter  $\Delta P$  ein Gelenk eingeschaltet und die inneren Kräfte durch ein Moment

$$M = \frac{\Delta P a b}{c}$$

ersetzt, so ist

$$\tau_a = \frac{M a}{3 EJ} \quad \tau_b = \frac{M b}{EJ} \frac{1 - \psi/tg \psi}{\psi^2} \quad \left( \psi = \sqrt{\frac{H b^2}{EJ}} \right)$$

und

$$\eta = (\tau_a + \tau_b) \frac{a b}{c} = \frac{\Delta P a^2 b^2}{3 EJ c^2} \left( a + 3b \frac{1 - \psi/tg \psi}{\psi^2} \right)$$

Durch Einsetzen von  $\Delta P$  erhält man den kritischen Horizontalschub zu

$$H_{kr} = \frac{3 EJ c^2}{a^2 b \left( \frac{b}{d \cos^2 \alpha} + 1 \right) \left( a + 3b \frac{1 - \psi/tg \psi}{\psi^2} \right)}$$

Da  $\psi$  von  $H$  abhängt, muss  $H_{kr}$  durch Probieren gefunden werden.

Es ist bemerkenswert, dass zwischen den unter 1 und 2 behandelten Aufgaben ein Zusammenhang besteht: Setzen wir  $a = b = d = c/2$  und  $\alpha = 0$  (Bild 16), so erhalten wir

$$H_{kr} = \frac{6 \cdot 4 EJ}{c^2 \left( 1 + 3 \frac{1 - \psi/tg \psi}{\psi^2} \right)}$$

oder

$$\psi^2 = \frac{6}{1 + 3 \frac{1 - \psi/tg \psi}{\psi^2}}$$

oder

$$\frac{\psi^2}{3} - \frac{\psi}{tg \psi} = 1$$

in Übereinstimmung mit dem Ergebnis der 1. Aufgabe mit  $c = 1$  und  $\varphi = \psi$ .

### 3. Querkraft in den vertikalen Wänden der Schrägstützen

Für die Berechnung der Diagonalen benötigt man die maximale Querkraft  $Q$  infolge der Axialkraft  $\nu P$  ( $\nu$  = Sicherheitsgrad) und der zur Axe rechtwinkligen Komponente  $\nu G$  des Stützengewichtes (Bild 17). Beim Erschöpfen der Tragkraft der Gurtungen ist mit den Bezeichnungen von Bild 17, wenn  $\sigma_B$  die Bruchspannung des Einzelgurtes bedeutet,

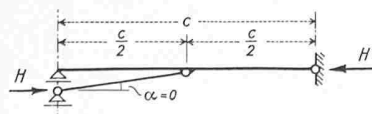


Bild 16.

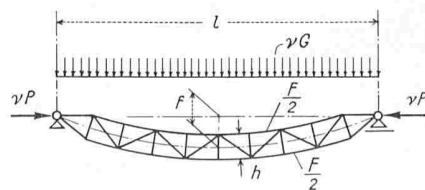


Bild 17.

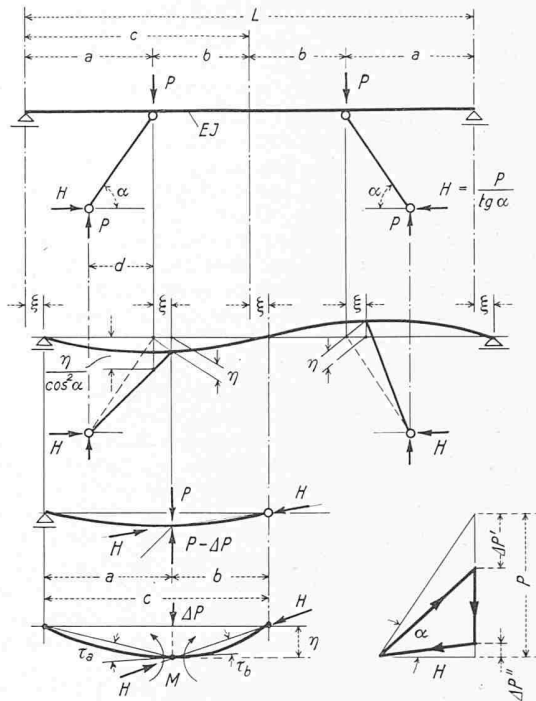


Bild 15.

$$\sigma_B = \frac{\nu P}{F} + \frac{2 \nu P f}{h F} + \frac{2 \nu G l}{8 h F}$$

Daraus ergibt sich der grösste Pfeil  $f$  zu

$$f = \frac{F h}{2 \nu P} \sigma_B - \frac{h}{2} - \frac{G l}{8 P}$$

Die grösste Querkraft, wenn die Biegungslinie als Sinuslinie angenommen wird, ist somit

$$Q_{max} = \frac{\pi}{l} f \nu P + \frac{\nu G}{2} = \frac{\pi}{2} \frac{h}{l} (F \sigma_B - \nu P) + \nu G \left( \frac{1}{2} - \frac{\pi}{8} \right)$$

Die  $1/\nu$ fache, für die übliche Dimensionierung benötigte Querkraft beträgt

$$\frac{Q_{max}}{\nu} = \frac{\pi}{2} \frac{h}{l} (F \sigma_{zul} - P) + G \left( \frac{1}{2} - \frac{\pi}{8} \right)$$

wobei  $\sigma_{zul}$  sich auf den Gurteinzelnstab bezieht.

Adresse des Verfassers: Dr. W. Schibler, Ing., Brandschenkestrasse 158, Zürich 2.

## Dätwyler AG., Schweizerische Draht-, Kabel- und Gummiwerke in Altdorf, Uri

DK 061.5

Zur Feier ihres 40jährigen Bestehens hat diese bestbekannte Firma eine reich bebilderte und sehr schön ausgestaltete Festschrift von 32 Seiten herausgegeben, in der über Werden, Entwicklung sowie über Ausrüstung und Erzeugnisse der einzelnen Fabrikationsabteilungen berichtet wird. Vorläuferin war die im Jahre 1902 gegründete «Zürcher Draht- und Kabelwerke AG.», die ihre Fabrikationseinrichtungen ursprünglich an der Mühlebachstrasse in Zürich betrieb, sie im Jahre 1909 nach Altdorf verlegte, in der Folge aber mangels erfahrener Fachleute bei der Gummiverarbeitung schwere Rückschläge erfuhr und im Jahre 1914 vor der Auflösung stand. Am 1. April 1915 übernahm Adolf Dätwyler-Gamma die Leitung des damals 45 Personen beschäftigenden Fabrikationsbetriebs. Es gelang ihm, das Unternehmen zu reorganisieren, auf eine gesunde finanzielle Basis zu stellen und zu grosser Blüte hinaufzuführen.

Im Laufe der Zeit verbesserte A. Dätwyler schrittweise die technischen Einrichtungen und erweiterte er das Fabrikationsprogramm. 1920 liess er eine Kupferdrahtzieherei einrichten. 1921 nahm er die Herstellung von Gummischläuchen in Längen