





Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000299686

DIE
BETON-EISEN-BRÜCKE

ÜBER DEN
POLCEVERA-WILDFLUSS BEI GENUA

VON
PROF. J. MELAN.

F. M. 26 777



SONDERABDRUCK

AUS DEN

„TECHNISCHEN BLÄTTERN“,

VIERTELJAHRSSCHRIFT DES „DEUTSCHEN POLYTECHNISCHEN VEREINES IN BÖHMEN“.

XXXVII. JAHRGANG. I. UND II. HEFT.

MIT ZWEI TAFELN.

PRAG 1906.

VERLAG DES DEUTSCHEN POLYTECHNISCHEN VEREINES IN BÖHMEN.

xx
597



II 31880

Druck von Heinr. Mercy Sohn in Prag.

AKC. NR. 5324 50

Die über den Wildfluß Polcevera bei Cornigliano, 4 km von Genua, führende alte gewölbte Brücke „della Camperia“ erwies sich zufolge ihrer geringen Breite für den stark zunehmenden Verkehr als unzureichend, und da sie überdies durch Unterwaschung und Senkung einiger Pfeiler in einen ziemlich unsicheren Zustand gekommen war, entschloß sich die Verwaltung der Provinz Genua diese Brücke abzubauen und eine neue Brücke mit größeren Öffnungsweiten und mit einer Fahrbahnbreite von 20 m auf pneumatisch fundierten Pfeilern zu errichten.

Das von dem technischen Amte dafür verfaßte Projekt nahm fünf gleiche Öffnungen mit einem Achsenabstand der Pfeiler von 23·50 m an; die Brückenbogen sollten in Mauerwerk gewölbt werden. Während die pneumatische Gründung der Pfeiler bereits im Gange war, entschloß man sich aber —, um durch Tieferlegung der Straßen-Nivellette günstigere Steigungsverhältnisse zu erzielen —, die Mauerwerksgewölbe durch solche aus armiertem Beton zu ersetzen. An der aus diesem Anlasse zu Ende 1903 durchgeführten Konkurrenz beteiligten sich neun italienische Baufirmen, in deren Projekten die Systeme Hennebique, Luipold, Visetti, Maciachini und Melan mit etlichen Varianten vertreten waren. Es wurde aber keines dieser Projekte von der Jury zur Ausführung empfohlen, sondern auf Grund eines etwas abgeänderten Programmes ein neuer Konkurs mit der Frist bis 24. Juni 1904 ausgeschrieben und die Beteiligung hieran, mit Ausscheidung von drei als nicht geeignet befundenen Entwürfen, auf 6 Firmen beschränkt.

Von den darauf hin eingelangten Projekten bezeichnet das Gutachten der Beurteilungs-Kommission als die drei besten: die Projekte der Firmen Odorico in Mailand, Porcheddu in Turin und Società anonima Cementi armati in Genua. Über das letztgenannte, von dem Verfasser dieser Mitteilung herrührende Projekt sagt das Gutachten, daß es infolge seiner rationellen und sorgfältigen Durchbildung ohneweiters zur Ausführung geeignet sei und bei plangemäßer Ausführung jeden Zweifel in die Stabilität des Bauwerkes ausschließe, daß es überdies gegenüber den anderen Projekten den Vorzug der etwas tieferen Lage der Straßennivellette besitze.

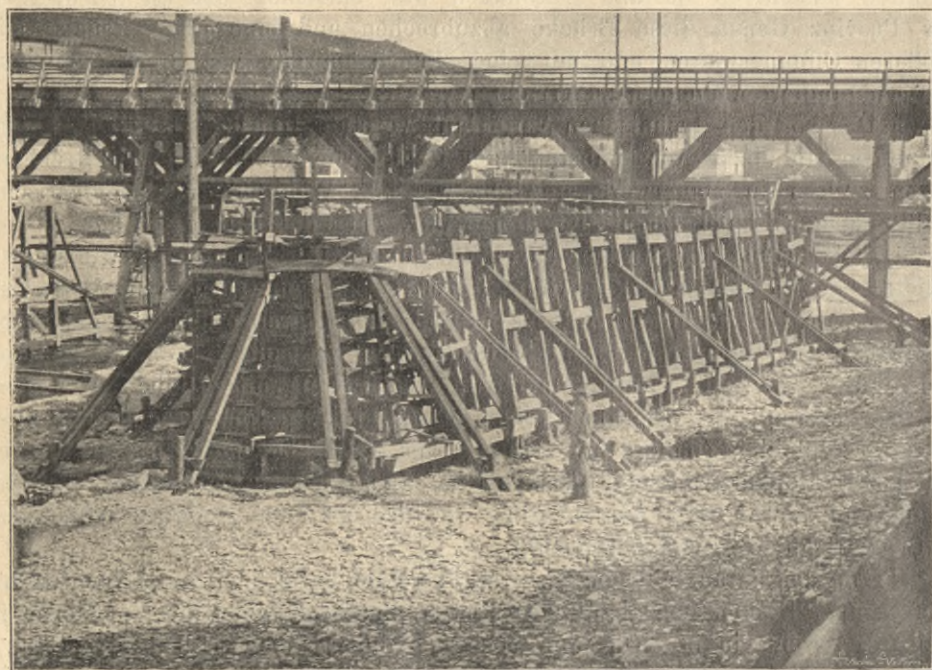
Die Provinzial-Verwaltung entschied sich sonach für die Annahme dieses Projektes, obwohl dasselbe um etwa 20.000 bzw. 40.000 Lire teurer veranschlagt war als die beiden anderen Projekte, und übertrug Ende November 1904 die Ausführung der obgenannten Gesellschaft „Cementi armati“.

Die Brücke (siehe Taf. II) erhält 5 Öffnungen von je 21 m lichter Weite und eine seitliche Eisenbahndurchfahrt von 8 m Weite. Die Brücke ist schief, der Winkel zwischen Brücken- und Pfeiler-Achse beträgt 76°. Die Breite der

Brückenbahn zwischen den Geländerparapeten ist 20 *m*, wovon 15 *m* auf die Fahrbahn und je 2,5 *m* auf die beiderseitigen Fußwege entfallen. Fußwege und Geländer durften nicht ausgekragt werden, weshalb die Brückengewölbe die Breite von 20,5 *m* erhielten.

Die Pfeiler wurden auf eisernen Caissons pneumatisch in einer Tiefe von ca. 10 *m* unter dem Meeresspiegel fundiert. Der Boden besteht in einer Tiefe von etwa 3 *m* aus Kies und Steinen, dann folgt eine ca. 2,5 *m* starke Schicht von blauen Ton, hierauf wieder Kies und grober Schotter in einer Mächtigkeit von 2 bis 2,5 *m* und endlich fester blauer Ton. Nur bei Pfeiler 2, sowie auch bei beiden Widerlagern wurde in der Sohle keine Tonschichte

Fig. 1.



angetroffen; diese sind in der gleichen Tiefe wie die übrigen Pfeiler auf Kies fundiert. Die Caissondecke erhielt zunächst eine Betonlage und darauf eine doppelte Hausteinschichte. Das übrige Fundamentmauerwerk ist in Bruchstein, an den Außenflächen in 50 *cm* Stärke aus Ziegelmauerwerk, ausgeführt. Zur Mörtelbereitung wurden 400 *kg* hydraulischer Kalk auf 1 *m*³ Sand verwendet.

Die Fundierungsarbeiten wurden am 24. Jänner 1903 begonnen und waren am 12. Jänner 1904 vollendet. Der Vergebungspreis war 60 Lire pr. 1 *m*³ mit 5% Nachlaß.

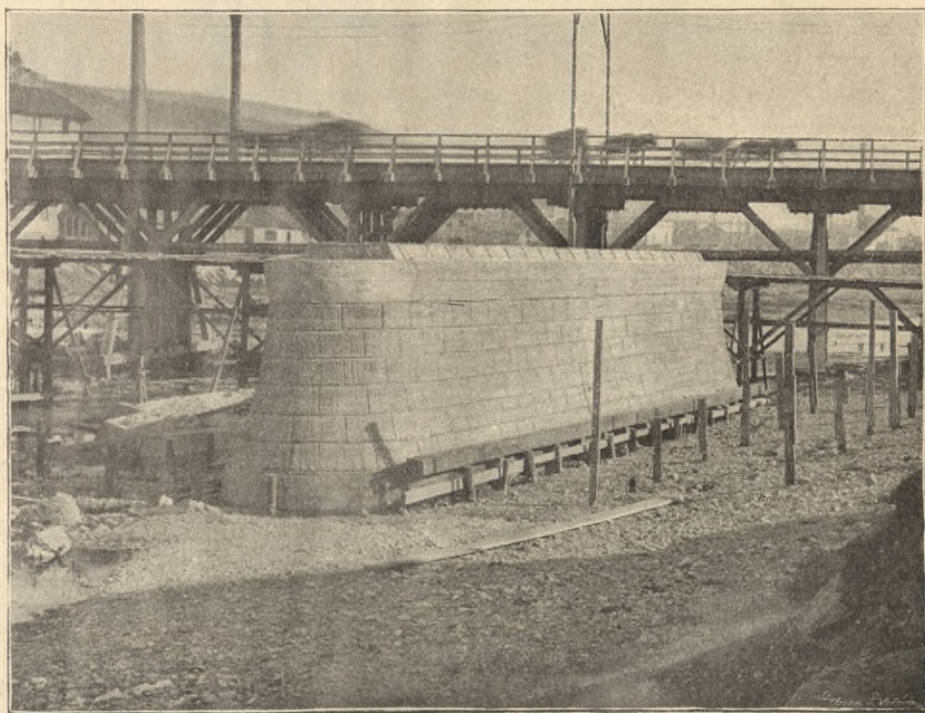
Oberhalb des Fundamentabsatzes, der auf der Cote + 1,80 *m* liegt, sind die Pfeiler und Widerlager ganz aus Stampfmauerwerk ausgeführt und kam dabei das Mischungsverhältnis: 250 *kg* Portland-Zement Nr. II von

Casale Monferrato auf 1.20 m^3 Kies und Sand (letztere Stoffe im Verhältnis 2 : 1) zur Anwendung.

Abbildung 1) zeigt die Einrüstung eines Pfeilers, welche wegen der konkaven Seitenflächen und runden Vorköpfe nicht ganz einfach auszuführen war, von der Unternehmung aber sehr exakt hergestellt wurde. In Abbildung 2) sieht man den fertigen Pfeiler mit imitierten Quaderfugen, welche durch an die Innenseite der Schalung genagelte Leisten hervorgerufen wurden.

Zur Betonbereitung stand anfänglich eine durch einen Elektromotor betriebene Mischmaschine der Firma Roll in Clus in Verwendung (Fig. 3)

Fig. 2.



doch mußte später infolge eines Gebrechens an der Maschine zur Handarbeit übergegangen werden.

Die Brückenbogen sind mit einer Pfeilhöhe von 2.05 m ohne Gelenke ausgeführt und nach einem Korbbogensegmente geformt. Die Höhenlage des Bogenanlaufes war mit der Cote $+ 6.40 \text{ m}$ vorgeschrieben. Die Gewölbstärke im Scheitel und beiderseits desselben bis zur Mitte der Schenkel beträgt 45 cm ; sie vergrößert sich bis auf 79 cm in den Kämpfern.

Über den Gewölben ist eine volle Überschüttung ausgeführt und zwar liegt die Mitte der beschotterten Fahrbahn 30 cm über dem Gewölbscheitel.

Die Straßennivellette mit der Cote $+ 9.20$ ist in der ganzen Brückenlänge horizontal. Unter jedem Fußwege war für die Gas-, Wasser- und elektrischen Leitungen ein Kanal von 90 cm Breite und 50 cm Höhe auszusparen.

Fig. 3.



Wegen der geringen Konstruktionshöhe war es notwendig, diesen Kanal im Scheitel in das Gewölbe einzuschneiden; er wird mit armierten Betonplatten von 10 cm Stärke überdeckt.

Zur Armierung der Gewölbe dienen eiserne Gitterbogen, deren Gurte aus je zwei Winkeln vom Kaliber $\frac{70 \cdot 90}{8}$ bestehen. In jedem Gewölbe liegen 20 solcher Eisenbogen. Über den Pfeilern sind die Bogen der angrenzenden Öffnungen miteinander verbunden, stützen sich aber gleichzeitig auf die Pfeiler. (Tafel III, Fig. 1).

Der statischen Berechnung der Gewölbe, welche im Anhange gegeben ist, wurde einer Bestimmung des Programms entsprechend eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von 1500 *kg* pr. *m*² zu Grunde gelegt. Es ist dies für eine Straßenbrücke eine ziemlich hohe Annahme. Außerdem wurde aber auch noch die Belastung mit, in einer Querreihe stehenden, einaxigen Wagen von 10 *t* Gewicht in Verbindung mit einer gleichförmig erteilten Belastung von 600 *kg* pr *m*² auf den von den Wagen freigelassenen Fahrbahnflächen untersucht und die Temperaturwirkung mit einer Wärmeschwankung von $\pm 20^{\circ}$ C in Rechnung gezogen. Bei der Berechnung wurde ferner der Umstand berücksichtigt, daß durch teilweise Anhängung des Lehrgerüsts an die Eisenbogen ein Teil u. zw. der Annahme nach ein Drittel des Gewölbebewichtes unmittelbar von den Eisenbogen getragen wird. Die größten Druckbeanspruchungen im Beton erreichen hienach unter Summierung der ungünstigsten Einwirkungen durch die Belastung und Temperatur im Scheitel und Kämpfer rund 42 *kg/cm*²; die Eisenspannungen 1000 bis 1100 *kg/cm*². Das Mischungsverhältnis für den Gewölbebeton ist 300 *kg* Portlandzement auf 1·2 *m*² Kies und Sand.

Über dem mittleren Gewölbebogen, u. zw. in dessen Scheitel soll, wie nachträglich beschlossen wurde, eine alte Marienstatue in einer seitlich ausgekragten Kapellennische aufgestellt werden. Da dieser Ausbau ein Gewicht von 5000 *kg* repräsentiert, so war eine entsprechende Verstärkung des Gewölberandes und des denselben armierenden Eisenbogens geboten. (Taf. III, Fig. 1).

Es wurde dabei angenommen, daß sich die Scheitellast von 5 *t* auf einen Gewölbestreifen von 50 *cm* Breite überträgt und daß die den Ausbau tragenden Konsolen horizontal im Gewölbe verankert sind. Die Spannungen in dem verstärkten Gewölbsrande sind danach nicht höher als in dem übrigen Teile des Gewölbes; es mag aber darauf hingewiesen werden, daß dieser seitliche Ausbau im Scheitel eines Gewölbes bei einer anderen Gewölbekonstruktion kaum ausführbar gewesen wäre.

Die Konstruktion des Lehrgerüsts ist aus Fig. 4 auf Taf. II und aus der Abbildung 4) ersichtlich. Wegen der Hochwässer mußte ein freitragendes Gerüst ausgeführt werden. Es werden drei Öffnungen gleichzeitig eingerüstet und nach Aufstellung der Eisenbogen betoniert. Nach genügendem Alter der Gewölbe werden die Öffnungen 1 und 2 ausgerüstet und wird das Lehrgerüst in die anderen Seitenöffnungen 4 und 5 übertragen, während die mittelste Öffnung vorläufig noch im Gerüste stehen bleibt.

Bei dieser Ausführungsweise werden für das Lehrgerüst, einschließlich des vorgebauten Dienststeiges, der bereits mehrmals durch hohes Wasser Schaden gelitten hat, 750 *m*³ Holz erforderlich. Für das Tragwerk der Lehrbogen ist Pitchpine, für die Schalung Tannenholz, für die Dienstbrücke Pappel, Fichte und Pitchpine verwendet.

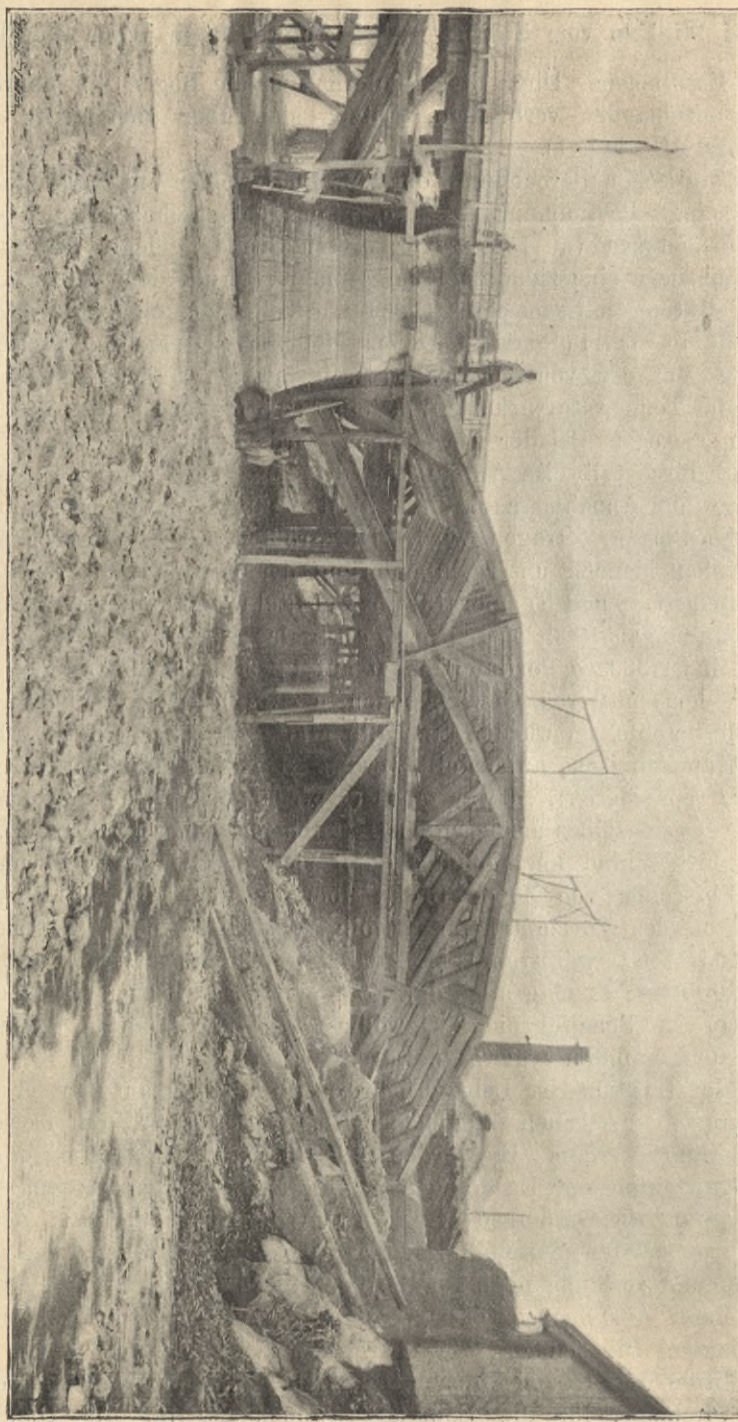


Fig. 4.

Der Aufbau der Pfeiler und Widerlager wurde im Juni d. J. begonnen und im Oktober vollendet. Abbildung 5 zeigt die Brücke in ihrem Bauzustande zu Anfang November. Man sieht darauf auch die provisorische Holzbrücke, welche derzeit den Verkehr vermittelt. Gegenwärtig sind in den drei ersten Öffnungen die Eisenbogen aufgestellt und die Gewölbe betoniert. Nach dem Bauprogramme soll die Betonierung sämtlicher Bogen bis 20. März 1906 beendet sein und soll die Brücke Ende Juni 1906 nach vorheriger Belastungsprobe dem Verkehre eröffnet werden. Die Erprobung wird durch Aufbringen einer Schotter-schichte erfolgen in der ganzen Breite und Länge eines Brückenbogens und in einer solchen Stärke, daß die Belastung über der Fahrbahn 1500 *kg* pr. *m*², über den Fußwegen 1100 *kg/m*² beträgt. Die Scheitelsenkung darf dabei 10 *mm* nicht übersteigen. Ein Jahr später soll dann noch eine zweite Probe durchgeführt werden, bei welcher 6 Reihen einaxiger Wagen von 10 *t* Gewicht, je von drei hintereinander gespannten Pferden gezogen, über die Brücke gefahren und durch mehrere Stunden darauf belassen werden. Die Scheitel-senkung ist dabei mit 8 *mm* limitiert.

Zum Schlusse seien noch einige Kostenziffern angeführt.

In den Widerlagern und Pfeilern, über Fundamentabsatz gerechnet, sind rund 3000 *m*³ Beton enthalten. Verbraucht wurden

914 <i>t</i> Zement	33.986	Lire
6611·4 „ Sand und Kies	21.817	„
Arbeitskosten für die Stampfung, inbegriffen den Bau der Dienstbrücke und der Formkasten	20.320	„
3000 <i>m</i> ³ Betonmauerwerk der Pfeiler	76.123	Lire

Die Gesamtkosten der Brücke (ausschließlich der Pfeilerfunda-mente) werden sich ungefähr wie folgt stellen:

750 <i>m</i> ³ Holz für das Lehrgerüst	40.000	Lire
5000 <i>m</i> ³ Betonmauerwerk, enthaltend ca.		
1500 <i>t</i> Zement u. 11.000 <i>t</i> Sand und Kies	102.400	„
1500 Mtr.-Zentner Eisenkonstruktion à 34 Lire	51.000	„
Arbeitskosten für Lehrgerüst und Nach- arbeiten an der Dienstbrücke	8.500	„
Vollendungsarbeiten annähernd	35.000	„
Dekorative Ausschmückung	10.000	„
General-Unkosten	10.000	„
Summe	256.900	Lire.

Statische Berechnung des Gewölbes der Polcevera-Brücke.

Es bezeichnet (s. Figur 1):*) $\Delta s = 1.832 \text{ m}$ = Länge der Bogenstücke $\overline{01}$, $\overline{12}$, $\overline{23}$. . .
 P = Gewicht der Bogenstücke, bezw. ihre Belastung.

Ferner für den *m*^{ten} Bogenpunkt

$$\mathfrak{M} = P_1 (x_m - a_1) + P_2 (x_m - a_2) + \dots + P_m (x_m - a_m)$$

$$\mathfrak{P} = (P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_m) \sin \varphi_m.$$

*) Seite 11.

Berechnungsformeln.

In der Scheitelfuge tritt im allgemeinen eine Horizontalkraft H
 „ Vertikalkraft V
 ein Moment M_0

auf. Für den beliebigen Bogenpunkt ist damit

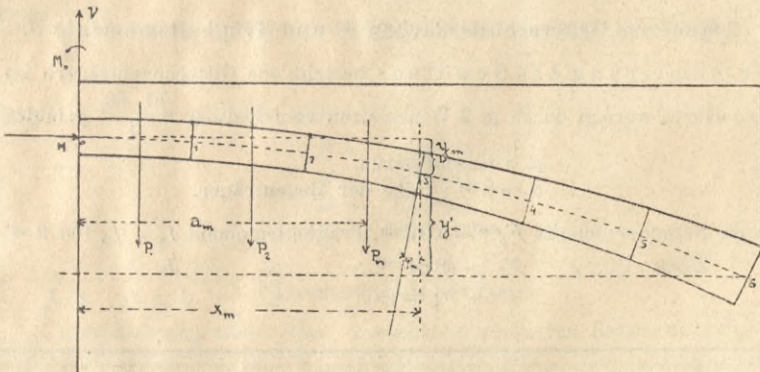
$$\left. \begin{aligned} \text{das Moment } M &= \mathfrak{M} - Hy_m \mp Vx_m + M_0 \\ \text{die Achsialkraft } N &= H \cos \varphi_m + (P_1 + P_2 + \dots + P_m \mp V) \sin \varphi_m \end{aligned} \right\} \dots 1)$$

Das - Zeichen gilt für die rechte, das + Zeichen für die linke Bogenhälfte.

Zur Berechnung von H, V, M_0 dienen die Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} A_1 + BH + CM_0 &= 0 \\ A_2 + CH + DM_0 &= 0 \\ A_3 + EV &= 0 \end{aligned} \right\} \dots 2)$$

Fig. 1.



Hierin sind die Koeffizienten $A_1 A_2 A_3 B, C, D$ und E bestimmt durch

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= -1/2 \left[4 \frac{y_1}{J_1} (\mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}'_1) + 2 \frac{y_2}{J_2} (\mathfrak{M}_2 + \mathfrak{M}'_2) + 4 \frac{y_3}{J_3} (\mathfrak{M}_3 + \mathfrak{M}'_3) + \dots \right. \\ &\quad \left. + \frac{y_n}{J_n} (\mathfrak{M}_n + \mathfrak{M}'_n) \right] + 1/2 \left[4 \frac{\cos \varphi_1}{F_1} (\mathfrak{P}_1 + \mathfrak{P}'_1) + 2 \frac{\cos \varphi_2}{F_2} (\mathfrak{P}_2 + \mathfrak{P}'_2) + \right. \\ &\quad \left. + 4 \frac{\cos \varphi_3}{F_3} (\mathfrak{P}_3 + \mathfrak{P}'_3) + \dots + \frac{\cos \varphi_n}{F_n} (\mathfrak{P}_n + \mathfrak{P}'_n) \right] \\ A_2 &= 1/2 \left[\frac{4}{J_1} (\mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}'_1) + \frac{2}{J_2} (\mathfrak{M}_2 + \mathfrak{M}'_2) + \frac{4}{J_3} (\mathfrak{M}_3 + \mathfrak{M}'_3) + \dots + \frac{1}{J_n} (\mathfrak{M}_n + \mathfrak{M}'_n) \right] \\ A_3 &= -1/2 \left[4 \frac{x_1}{J_1} (\mathfrak{M}_1 - \mathfrak{M}'_1) + 2 \frac{x_2}{J_2} (\mathfrak{M}_2 - \mathfrak{M}'_2) + 4 \frac{x_3}{J_3} (\mathfrak{M}_3 - \mathfrak{M}'_3) + \dots + \frac{x_n}{J_n} (\mathfrak{M}_n - \mathfrak{M}'_n) \right] \end{aligned} \right\} \dots 3)$$

Vorstehende Summen beziehen sich auf die Punkte o bis n einer Bogenhälfte und es beziehen sich \mathfrak{M} und \mathfrak{P} auf die rechte, \mathfrak{M}' und \mathfrak{P}' auf die Punkte der linken Bogenhälfte.

$$\left. \begin{aligned}
 B &= \left[4 \frac{y_1^2}{J_1} + 2 \frac{y_2^2}{J_2} + 4 \frac{y_3^2}{J_3} + \dots + \frac{y_n^2}{J_n} \right] + \left[\frac{1}{F_0} + \frac{4 \cos^2 \varphi_0}{F_1} + \frac{2 \cos^2 \varphi_2}{F_2} + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{4 \cos^2 \varphi_3}{F_3} + \dots + \frac{\cos^2 \varphi_n}{F_n} \right] \\
 C &= - \left[4 \frac{y_1}{J_1} + 2 \frac{y_2}{J_2} + 4 \frac{y_3}{J_3} + \dots + \frac{y_n}{J_n} \right] \\
 D &= + \left[\frac{1}{J_0} + \frac{4}{J_1} + \frac{2}{J_2} + \frac{4}{J_3} + \dots + \frac{1}{J_n} \right] \\
 E &= \left[\frac{4 x_1^2}{J_1} + 2 \frac{x_2^2}{J_2} + 4 \frac{x_3^2}{J_3} + \dots + \frac{x_n^2}{J_n} \right] + \left[4 \frac{\sin^2 \varphi_1}{F_1} + 2 \frac{\sin^2 \varphi_2}{F_2} + \right. \\
 &\quad \left. + 4 \frac{\sin^2 \varphi_3}{F_3} + \dots + \frac{\sin^2 \varphi_n}{F_n} \right]
 \end{aligned} \right\} \dots 4)$$

Für eine symmetrische Belastung des Gewölbobogens (Eigengewicht, Vollbelastung ist $A_3 = 0$, $V = 0$, daher bloß H und M_0 zu bestimmen.

Bogenform, Querschnittsflächen F und Trägheitsmomente J .

Die Armierung des Gewölbes besteht aus Gitterbogenträgern im Abstände von 1 m. Die Gurte werden durch je 2 Winkeleisen vom Kaliber $\frac{70 \cdot 90}{8}$ gebildet.

d = Gewölbstärke,
 $d - 8 \text{ cm}$ = Höhe der Bogenträger.

Es ist Betonquerschnitt $F_b \text{ cm}^2 = 100 d \text{ cm}$, Trägheitsmoment $J_b = \frac{1}{12} 100 d^3 \text{ cm}^4$

Eisen " " $F_e = 48 \cdot 64 \text{ cm}^2$ " J_e
 $F = F_b + 15 F_e$ " $J = J_b + 15 J_e$

Punkt	0	1	2	3	4	5	6
x	0	1.830	3.660	5.480	7.270	9.010	10.670
y	0	0.050	0.206	0.480	0.891	1.463	2.220
d	0.450	0.450	0.450	0.450	0.488	0.600	0.790
$\sin \varphi$	0	0.0559	0.1172	0.1867	0.2678	0.3640	0.4472
$\cos \varphi$	1	0.9984	0.9931	0.9824	0.9635	0.9313	0.8944
$F_b \text{ m}^2$	0.4500	0.4500	0.4500	0.4500	0.4880	0.6000	0.7900
$15 F_e \text{ m}^2$	0.0730	0.0730	0.0730	0.0730	0.0730	0.0730	0.0730
$F \text{ m}^2$	0.5230	0.5230	0.5230	0.5230	0.5610	0.6730	0.8630
$J_b \text{ m}^4$	0.0075938	0.0075938	0.0075938	0.0075938	0.0096845	0.0180000	0.0410866
$15 J_e \text{ m}^4$	0.0020594	0.0020594	0.0020594	0.0020594	0.0025480	0.0042944	0.0083038
$J \text{ m}^4$	0.0096532	0.0096532	0.0096532	0.0096532	0.0122325	0.0222944	0.0493904

Tabelle zur Berechnung der Koeffizienten B, C, D und E .

Punkt	0	1	2	3	4	5	6
$\frac{1}{J}$	103.592	103.592	103.592	103.592	81.750	44.850	20.240
y/J	0	5.180	21.340	49.724	72.839	65.616	44.946
y^2/J	0	0.2590	4.3960	23.8676	64.8998	95.9955	99.7803
x^2/J	0	346.919	1387.677	3110.909	4320.724	3640.927	2304.985
$\frac{\sin^2 \varphi}{F}$	0	0.0060	0.0262	0.0666	0.1278	0.1969	0.2318
$\frac{\cos^2 \varphi}{F}$	1.910	1.904	1.8838	1.8434	1.6542	1.2891	0.9272
$\frac{\sin \varphi \cos \varphi}{F}$	0	0.1067	0.2225	0.3507	0.4600	0.5037	0.4634

Nach den Formeln 4) ergibt sich

$$B = 748.920$$

$$C = -715.384$$

$$D = 1502.658$$

$$E = 42118.429.$$

I. Eigengewichtswirkung.

a) Gewölbobogen allein (spez. Gewicht des armierten Betons = 2.4).

Punkt	0	1	2	3	4	5	6
d	0.45	0.45	0.45	0.45	0.488	0.600	0.760
Δs		1.832	1.832	1.832	1.832	1.832	1.832
Gewölbegewicht P'		1.978	1.978	1.978	2.062	2.392	2.990
a		0.915	2.745	4.570	6.380	8.170	9.880
\mathfrak{M}^1	0	1.810	7.239	16.239	28.696	44.619	64.277
$\frac{1}{J} \mathfrak{M}^1$	0	187.502	749.903	1682.230	2345.898	2001.162	1301.352
$\frac{y}{J} \mathfrak{M}^1$	0	9.376	154.480	807.468	2090.188	2927.720	2888.994
$\frac{\sin \varphi \cos \varphi}{F} (P_1 + \dots P_m)$	0	0.2110	0.880	2.081	3.678	5.252	6.230

Hiermit ergibt sich nach Formeln 3)

$$A_1 = -22356 \cdot 587 + 45 \cdot 445 = -22311 \cdot 142$$

$$A_2 = 22976 \cdot 530$$

und die Bestimmungsgleichungen 2 lauten

$$-22311 \cdot 142 + 748 \cdot 920 H - 715 \cdot 384 M_0 = 0$$

$$22976 \cdot 530 - 715 \cdot 384 H + 1502 \cdot 658 M_0 = 0$$

Hieraus folgt:

$$H' = 27 \cdot 858 \text{ ton}$$

$$M_0' = -2 \cdot 0265 \text{ tm.}$$

b) Belastung durch die Überschüttung (spez. Gew. = 1·8).

Punkt	0	1	2	3	4	5	6
Überschüttungshöhe	0·300	0·350	0·500	0 770	1·170	1·71	2·40
Δx		1·840	1·850	1·830	1·810	1·790	1·730
Gewicht P''		1·076	1·415	2·092	3·160	4·640	6·399
a		0·943	2·817	4·670	6·487	8·281	10 033
M''	0	0·954	4·113	10·342	21·020	37·875	62·507
$\frac{1}{J} M''$	0	98·827	426·074	1071·349	1718·385	1698·693*	1265·517
$\frac{y}{J} M''$	0	4·942	87·771	514·246	1531·076	2485·206	2809·440
$\frac{\sin \varphi \cos \varphi}{F} (P_1 + \dots P_m)$	0	0·115	0·554	1·607	3·562	6·237	8·704

Somit nach Formel 3)

$$A_1 = -18064 \cdot 707 + 48 \cdot 773 = -18015 \cdot 934$$

$$A_2 = 17029 \cdot 908.$$

Die Bestimmungsgleichungen lauten

$$-18015 \cdot 934 + 748 \cdot 920 H - 715 \cdot 384 M_0 = 0$$

$$17029 \cdot 908 - 715 \cdot 384 H + 1502 \cdot 658 M_0 = 0.$$

Daraus

$$H'' = 24 \cdot 264 \text{ t}$$

$$M_0'' = +0 \cdot 2178 \text{ tm}$$

Es wird vorausgesetzt, daß durch eine teilweise Aufhängung des Lehrgerüsts an die Eisenbogen ein Teil der Gewölbbelast u. zw. ca. $\frac{1}{3}$ unmittelbar von den Eisenbogen getragen wird. Es entfällt dann auf das armierte Gewölbe vom gesamten Gewichte

$$\text{im Scheitel } \frac{2}{3} H' + H'' \text{ und } \frac{2}{3} M_0' + M_0''$$

$$\text{im Punkte } m: N = (\frac{2}{3} H' + H'') \cos \varphi_m + [\frac{2}{3} (P_1 + \dots P_m) + (P_1'' + P_m'')] \sin \varphi_m$$

$$M = \frac{2}{3} M' + M'' - (\frac{2}{3} H' + H'') y_m + \frac{2}{3} M_0' + M_0''.$$

Diese Werte sind in folgender Tabelle berechnet:

Punkt	0	1	2	3	4	5	6
$(\frac{2}{3} H' + H'') \cos \varphi$	42·836	42·766	42·541	42·082	41·272	39·803	38·312
$(\frac{2}{3} \Sigma P' + \Sigma P'') \sin \varphi$	0	0·134	0·601	1·594	3·501	7·028	12·407
N	42·836	42·900	43·142	43·676	44·773	46·921	50·719
M	- 1·133	- 1·144	- 1·018	- 0·526	+ 0·851	+ 3·819	+ 9·129

Beanspruchungen durch Eigengewicht.

a) Beton.

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{J} \frac{d}{2}$$

Punkt	0	1	2	3	4	5	6	
$\frac{N}{F} \text{ kg/cm}^2$	8·19	8·20	8·25	8·35	7·98	6·97	5·88	
$\frac{M}{J} \frac{d}{2}$	- 2·64	- 2·60	- 2·37	- 1·23	1·69	5·14	7·30	
σ {	oberer Rand	10·83	10·80	10·62	9·58	6·29	1·83	- 1·42
	unterer Rand	5·45	5·60	5·88	7·12	9·67	12·11	13·18

b) Eisen.

Die Eisenbogen nehmen zunächst $\frac{1}{3}$ des Gewölbegewichtes auf. Die dadurch hervorgerufenen Spannungen können hinreichend genau aus $\sigma_e' = \frac{1}{3} \left[\frac{N'}{F_e} + \frac{M'}{J_e} \left(\frac{d}{2} - 4 \right) \right]$ berechnet werden.

Hierin ist $N' = H' \cos \varphi_m + (P_1 + \dots + P'_m) \sin \varphi_m$
 $M' = \mathfrak{M}' - H'y + M'_0$.

Zu dieser Initialspannung σ_e' addiert sich dann noch die Spannung

$$\sigma_e'' = 15 \left[\frac{N}{F} + \frac{M}{J} \left(\frac{d}{2} - 4 \right) \right]$$

worin N und M aus vorangehender Tabelle einzusetzen ist.

Punkt	0	1	2	3	4	5	6	
$H' \cos \varphi$	27.858	27.814	27.666	27.368	26.841	25.944	24.916	
$(P'_1 + \dots + P'_m) \sin \varphi$	0	0.111	0.464	1.108	2.142	3.781	6.012	
N'	27.858	27.925	28.130	28.476	28.983	29.725	30.928	
M'	-2.027	-1.609	-0.526	+0.841	+1.848	+1.836	+0.406	
$\frac{N'}{F_e}$	573	574	578	585	596	611	656	
$\frac{M'}{J_e} \left(\frac{d}{2} - 4 \right)$	-273	-216	-71	+113	222	167	26	
$\sigma'_e \text{ kg/cm}^2$	ob. Rand	282	263	216	157	125	148	210
	unt. Rand	100	119	169	233	273	259	227
$\frac{N}{F}$	8.19	8.20	8.25	8.35	7.98	6.97	5.88	
$\frac{M}{J} \left(\frac{d}{2} - 4 \right)$	-2.17	-2.14	-1.94	-1.01	1.41	4.45	6.56	
$\sigma_e'' \text{ kg/cm}^2$	ob. Rand	155	155	153	140	99	38	-10
	unt. Rand	90	91	95	110	141	171	187
$\sigma = \sigma' + \sigma''$	ob. Rand	437	418	369	297	224	186	200
	unt. Rand	190	210	264	343	414	450	414

II. Vollbelastung mit 1500 kg/m².

Punkt	0	1	2	3	4	5	6
x	0	1.830	3.660	5.480	7.270	9.010	10.670
$\mathfrak{N} = \frac{1}{2} 1.500 x^2$	0	2.515	10.0475	22.5225	39.6400	60.8850	85.3875
$\frac{\mathfrak{N}}{J}$	0	260.275	1040.841	2333.151	3240.570	2730.692	1728.755
$\frac{y}{J} \mathfrak{N}$	0	13.015	214.414	1119.909	2887.338	3995.030	3837.827
$\frac{\sin \varphi \cos \varphi}{F} (P_1 + \dots + P_n)$	0	0.293	1.231	2.904	5.058	6.899	7.542

Hieraus folgt $A_1 = - 30553 \cdot 145 + 60 \cdot 50 = - 30492 \cdot 645$

$$A_2 = 31588 \cdot 048$$

Die Bestimmungsgleichungen 2) lauten sonach:

$$\begin{aligned} - 30492 \cdot 645 + 748 \cdot 920 H - 715 \cdot 384 M_0 &= 0 \\ 31588 \cdot 048 - 715 \cdot 384 H + 1502 \cdot 658 M_0 &= 0 \end{aligned}$$

Daraus ist:

$$\begin{aligned} H &= 39 \cdot 419 \text{ ton} \\ M_0 &= - 1 \cdot 3572 \text{ tm.} \end{aligned}$$

Punkt	0	1	2	3	4	5	6
$H \cos \varphi$	39·419	39·356	39·147	38·725	37·981	36·711	35·256
$(P_1 + \dots + P_m) \sin \varphi$	0	0·154	0·643	1·535	2·920	4·919	7·157
N	39·419	39·510	39·790	40·260	40·902	41·630	42·413
$M = \mathfrak{M} - Hy + M_0$	- 1·3572	- 0·8156	+ 0·5700	+ 2·2442	+ 3·1605	+ 1·8580	- 3·4799
$\frac{N}{F}$	7·54	7·56	7·61	7·70	7·29	6·19	4·91
$\frac{M}{J} \frac{d}{2}$	- 3·16	- 1·90	+ 1·33	5·23	6·30	2·50	- 2·78
Betonspannungen							
oberer Rand	10·70	9·46	6·28	2·47	0·99	3·69	7·69
unterer Rand	4·38	5·66	8·94	12·93	13·59	8·69	2·13
Eisenspannungen							
oberer Rand	152	137	97	51	30	60	111
unterer Rand	74	90	131	180	188	125	36

III. Halbseitige Belastung mit 1500 kg/m².

H und M_0 erhalten die halben Werte wie für Vollbelastung,

d. i.

$$\begin{aligned} H &= \frac{1}{2} 39 \cdot 419 = 19 \cdot 710 \text{ ton} \\ M_0 &= - \frac{1}{2} 1 \cdot 3572 = - 0 \cdot 6786 \text{ tm.} \end{aligned}$$

Zur Bestimmung von V dient die 3. der Gleichungen 2). Der Koeffizient A_3 berechnet sich aus nachstehenden Werten.

Punkt	0	1	2	3	4	5	6
$\mathfrak{M} \frac{x}{J}$	0	281·630	3809·477	12785·667	23558·914	24603·535	18445·816

$$\begin{aligned} A_3 &= - \frac{1}{2} 223865 \cdot 986 = - 111932 \cdot 993 \\ &\quad - 111932 \cdot 993 + 42118 \cdot 429 V = 0 \\ V &= 2 \cdot 6576 \text{ ton} \end{aligned}$$

belastete Seite $M = \mathfrak{M} - Hy - Vx + M_0$, $N = H \cos \varphi + (P_1 + P_2 + \dots - V) \sin \varphi$

Punkt	0	1	2	3	4	5	6
\mathcal{M}	0	2·5125	10·0475	22·5225	39·6400	60·8850	85·8875
H_y	0	0·9854	4·0601	9·4605	17·5611	28·8350	43·7591
V_x	0	4·8634	9·7268	14·5637	19·3207	23·9450	28·3566
M_0	0·6786	0·6786	0·6786	0·6786	0·6786	0·6786	0·6786
M	-0·6786	-4·0149	-4·4180	-2·1803	+2·0795	+7·4264	+12·5932
$H \cos \varphi$	19·710	19·678	19·574	19·363	18·991	18·356	17·628
$(\Sigma P - V) \sin \varphi$	0	0·005	0·332	1·039	2·208	3·952	5·969
N	19·710	19·683	19·906	20·402	21·199	22·308	23·597

unbelastete Seite $M = -H_y + V_x + M_0, N = H \cos \varphi + V \sin \varphi$

Punkt	0	1	2	3	4	5	6
M	-0·6786	+3·1994	+4·9881	+4·4246	+1·0810	-5·5686	-16·0840
N	19·710	19·827	19·885	19·859	19·703	19·323	18·816

Spannungen im Beton.

unbelastete Seite							belastete Seite							
Punkt	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0	1	2	3	4	5	6	
$\frac{N}{F}$	2·18	2·86	3·51	3·80	3·80	3·78	3·77	3·76	3·80	3·90	3·78	3·31	2·74	
$\frac{M}{J} \frac{d}{2}$	-12·86	-7·49	2·16	10·31	11·63	7·46	-1·58	-9·35	-10·30	-5·08	+4·15	+9·99	+10·07	
σ_b	oben	15·04	10·35	1·35	-6·51	-7·83	-3·68	5·35	13·11	14·10	8·98	-0·37	-6·68	-7·33
	unten	-10·68	-4·63	5·67	14·11	15·43	11·14	2·19	-5·59	-6·50	-1·18	7·93	13·30	12·81

σ_b in kg/cm^2 ; — Zeichen bedeutet Zug.
Spannungen im Eisen.

unbelastete Seite							belastete Seite							
Punkt	6'	5'	4'	3'	2'	1'	0	1	2	3	4	5	6	
σ_s	oben	206	140	23	-70	-86	-35	76	172	187	121	5	-80	-105
	unten	-140	-55	80	184	200	149	37	-59	-73	-4	109	180	176

IV. Belastung durch 10 t Wagen (Axlast) im Scheitel und im übrigen gleichmäßig belastet mit 600 k/m².

Es wird angenommen, daß sich der Druck zweier Räder à 5 t nach der Breite auf 1.2 m verteilt, nach der Längsrichtung auf 0.70 m. Sonach für 1.00 m Breite $\frac{10}{1.2} = 8.33 t$ Scheitellast oder auf 0.7 m Länge im Scheitel eine Belastung von $\frac{8.33}{0.7} = 11.9 t/m^2$. Rechnet man eine totale Belastung von 0.6 t/m² ab, so bleibt im Scheitel eine Belastung von 11.3 t/m² auf 0.7 m Länge.

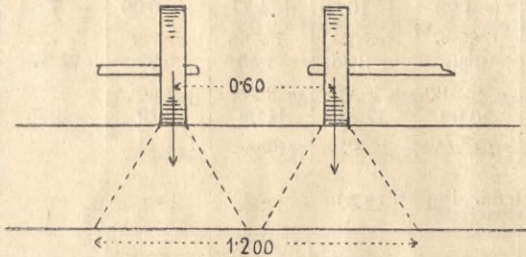


Fig. 2.

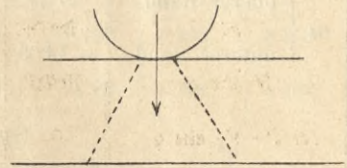


Fig. 3.

Die angreifenden Kräfte wurden so bestimmt, daß die für Vollbelastung mit 1.5 t/m² (sub II) berechneten Werte im Verhältnis $\frac{0.6}{1.5} = 0.4$ vermindert wurden und hiezu die Wirkung der Scheitellastung von 0.7 $11.3 = 7.91 t$ addiert wurde. Letztere ist nachstehend berechnet. Last in einer Gewölbehälfte im Scheitel $P = \frac{1}{2} \cdot 7.91 = 3.955 t$, $a = 0.175 m$.

Punkt	0	1	2	3	4	5	6
\mathfrak{M}	0	6.5455	13.7831	20.9812	28.0607	34.9424	41.5077
$\frac{\mathfrak{M}}{J}$	0	678.061	1427.823	2173.489	2293.962	1567.418	840.505
$\mathfrak{M} \frac{y}{J}$	0	33.906	294.132	1046.271	2043.912	2292.78	1865.6045

Hieraus ist $A_1 = -20021.521 + 22.436 = -19999.085$
 $A_2 = 25959.944$

$-19999.085 + 748.920 H - 715.384 M_0 = 0$
 $25959.944 - 715.384 H + 1502.658 M_0 = 0$

$H(p) = 18.741 t, \quad M_{op} = -8.3363 tm,$

hiezu 0.4 der Vollbelastung mit 1500 kg/m²

$\dots 0.4 H_{(1500)} = 15.768 t, \quad 0.4 M_{(1500)}^0 = -0.5429 tm$
 $H = 34.509 \quad M_0 = -8.8792 tm.$

Punkt	0	1	2	3	4	5	6
$\mathfrak{M} - H_p \cdot y + M_{0(p)}$	- 8.3363	- 2.7278	+ 1.5862	+ 3.6492	+ 1.1262	- 0.8120	- 8.4336
$0.4 M_{(1500)}$	- 0.5429	- 0.3262	+ 0.2280	+ 0.8977	+ 1.2642	+ 0.7432	- 1.3920
M	- 8.8792	- 3.0540	+ 1.8142	+ 4.5469	+ 2.3904	- 0.0688	- 9.8256
$H_p \cos \varphi + P \sin \varphi$	18.741	18.933	19.075	19.149	19.116	18.892	18.531
$0.4 N_{(1500)}$	15.768	15.804	15.916	16.104	16.361	16.652	16.965
N	34.509	34.737	34.991	35.253	35.477	35.544	35.496

Spannungen im Beton.

Punkt	0	1	2	3	4	5	6	
$\frac{N}{F}$	6.60	6.64	6.69	6.74	6.32	5.28	4.11	
$\frac{M}{J} \frac{d}{2}$	- 20.69	- 7.12	+ 4.23	+ 10.60	+ 4.77	- 0.09	- 7.86	
σ_b {	oberer Rand	27.29	13.76	2.46	- 3.86	1.55	5.37	11.97
	unterer Rand	- 14.09	0.48	10.92	17.34	11.09	5.19	- 3.75
Spannungen im Eisen.								
σ_e {	oberer Rand	454	187	48	- 30	35	80	107
	unterer Rand	- 156	12	153	232	155	78	- 44

V. Temperaturwirkung.

Der Horizontalschub infolge einer Temperaturänderung um t^0 berechnet sich aus:

$$H_t = \frac{3}{2} \frac{E \cdot w \cdot t \cdot l}{\Delta s} \cdot \frac{D}{BD - C^2}$$

Das Scheitelmoment $M_t = - \frac{C}{D} \cdot H_t$.

Hierin bedeutet w den Ausdehnungskoeffizienten,
 Δs die Länge des Bogenelementes,
 B, C, D die oben bezeichneten Koeffizienten,
 E den Elastizitätskoeffizienten.

Mit Einsetzung von $E = 1000,000 \text{ t/m}^2$ $w = \frac{1}{80,000} t = 20^0 Ewt = 250$

ist

$$H_t = \frac{3}{2} \frac{250 \cdot 21.34}{1.832} \cdot \frac{1502.66}{748.92 \cdot 1502.66 - 715.38^2} = 10.7 \text{ ton}$$

$$M_o = - \frac{715.38}{1502.66} H_t = - 0.476 H_t.$$

Damit ergeben sich die Momente und Axialkräfte in den einzelnen Bogenpunkten

$$M = - H_e y + M_o$$

$$N = H_t \cos \varphi.$$

	0	1	2	3	4	5	6
M_t	+ 5.093	+ 4.558	+ 2.889	- 0.043	- 4.441	- 10.561	- 18.661
N_t	10.70	10.68	10.63	10.51	10.31	9.97	9.57
$\frac{N}{F}$	2.04	2.04	2.03	2.01	1.84	1.48	1.11
$\frac{M}{J} \frac{d}{2}$	11.87	10.62	6.73	- 0.10	- 8.86	- 14.21	- 14.92

Randspannungen im Beton für $t = +20^{\circ}$

σ_b	oben	∓ 9.83	∓ 8.58	∓ 4.70	± 2.10	± 10.70	± 15.69	± 16.03
	unten	± 13.91	± 12.66	± 8.76	± 1.91	∓ 7.02	∓ 12.73	∓ 13.81

Randspannungen im Eisen für $t = \pm 20^{\circ}$.

$\sigma_e \text{ kg/cm}^2$	oben	∓ 158	∓ 100	∓ 53	± 34	± 139	± 207	± 218
	unten	± 177	± 162	± 113	± 29	∓ 83	∓ 164	∓ 184

— Zugspannung.

Combiert man die Wirkungen des Eigengewichtes, der Belastung und der Temperatur, so erhält man:

Gesamtspannungen im Beton.

Punkt		0	1	2	3	4	5	6
Unbelast. Br.	ob. Rand	10.83	10.80	10.62	9.58	6.29	1.83	-1.42
	unt. Rand	5.45	5.60	5.88	7.12	9.67	12.11	13.18
Vollbel. mit 1500 kg/m^2	ob. Rand	21.53	20.26	17.60	12.05	7.28	5.52	6.27
	unt. Rand	9.83	11.26	14.82	20.05	23.26	20.89	15.31
Rechte Hälfte belastet mit 1500 kg/m^2	ob. Rand	16.18	23.91	24.72	18.56	5.92	-4.85	-8.75
	unt. Rand	7.64	0.01	-0.62	5.94	17.6	25.41	25.99
Linke Hälfte belastet mit 1500 kg/m^2	ob. Rand	16.18	7.12	2.79	3.07	7.64	12.18	13.62
	unt. Rand	7.64	16.84	21.31	21.23	15.34	7.43	2.50
Scheitellast 10 t Wagen u. $600 \text{ kg/m}^2 \text{ tot.}$	ob. Rand	38.12	24.56	13.08	5.72	7.84	7.20	10.55
	unt. Rand	-8.64	5.12	18.80	24.46	20.76	17.30	9.43
Temperaturwirkung	ob. Rand	∓ 9.83	∓ 8.58	∓ 4.70	± 2.10	± 10.70	± 15.69	± 16.03
	unt. Rand	± 13.91	± 12.66	± 8.76	± 1.91	∓ 7.02	∓ 12.73	∓ 13.81

Die größten Beanspruchungen treten auf:

1) Im Scheitel bei Belastung mit 10 t Achslasten und gleichzeitiger Vollbelastung der Brücke mit 600 kg/m^2 in Verbindung mit der größten Temperaturniedrigung

$$\sigma_{max} = 38.12 + 9.83 = 48 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck ob. Rand}$$

$$\sigma_{min} = -8.64 - 13.91 = -22.5 \text{ Zug unt. Rand.}$$

In Wirklichkeit werden aber diese Beanspruchungen kaum jemals eintreten, da die Wirkung der Wagenbelastung wohl zu ungünstig gerechnet wurde. Es ist nämlich die Achslast von 10 t bloß auf eine Breite von 1.2 m verteilt angenommen. Da aber in der Fahrbahnbreite von 15 m höchstens 7 Wagen Platz finden werden, so entfällt die Last von 10 t auf eine Breite von $\frac{15}{7} = \text{rund } 2 \text{ m}$, die Spannung im Scheitel des Betongewölbes würde dann bloß + 18.06, beziehungsweise - 7.74 kg/cm², die Gesamtspannung sonach

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= 18.06 + 10.83 + 9.83 = 38.7 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{min} &= -7.74 + 5.45 - 13.91 = -16.2 \text{ „} \end{aligned}$$

2) Im Kämpfer bei Belastung der Brückenhälfte mit 1500 kg/m² in Verbindung mit der größten Temperaturniedrigung.

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= 25.99 + 13.81 = 39.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck im unt. Rand} \\ \sigma_{min} &= -8.75 - 16.03 = -24.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug im ob. Rand.} \end{aligned}$$

Zufolge der hohen Zugspannung von 24.8 kg/cm² wird hier der Zugquerschnitt des Betons zum Teile unwirksam gemacht und die Eisenarmierung wird die höhere Zugwirkung aufzunehmen haben; hiebei wird aber deren zulässige Inanspruchnahme wie nachstehende Zusammenstellung zeigt, noch nicht überschritten. Überdies sind die Eisenbogen an den Kämpfern durch Blechplatten verstärkt, so daß ihre Beanspruchung daselbst herabgesetzt wird. Die Druckbeanspruchung im Beton wird dadurch nicht wesentlich erhöht.

Für alle anderen Querschnitte bleibt die größte Druckbeanspruchung des Betons unter 40 kg/cm².

Gesamtspannungen im Eisen.

P u n k t		0	1	2	3	4	5	6
Unbel. Brücke	ob. Rand	437	418	369	297	224	186	200
	unt. Rand	190	210	264	343	414	430	414
Vollbel. m. 1500 kg/m ²	ob. Rand	589	555	466	348	254	246	311
	unt. Rand	264	300	395	423	602	555	450
Rechte Hälfte bel. mit 1500 kg/m ²	ob. Rand	513	590	556	418	229	106	95
	unt. Rand	227	151	191	339	523	610	590
Linke Hälfte bel. mit 1500 kg/m ²	ob. Rand	513	383	283	227	247	326	406
	unt. Rand	227	359	464	527	494	375	274
Scheitellast 10 t Wagen u. 600 kg/m ² total	ob. Rand	891	605	417	267	259	106	367
	unt. Rand	34	222	417	575	569	508	370
Temperaturspannung	ob. Rand	+ 158	+ 100	+ 53	+ 34	+ 139	+ 207	+ 218
	unt. Rand	+ 177	+ 162	+ 113	+ 99	+ 83	+ 164	+ 184

Die größten Spannungen treten hiernach auf:

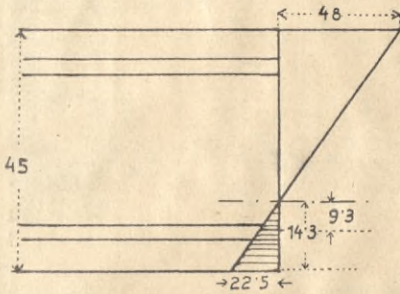
1. Im Scheitel bei Belastung mit 10 t Axlast und gleichzeitiger Vollbelastung der Brücke mit 600 kg/m² in Verbindung mit der größten Temperaturenniedrigung.

$$\sigma_{max} = 891 + 158 = 1049 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck ob. Rand}$$

$$\sigma_{min} = 34 - 177 = -211 \text{ „ Zug unt. Rand.}$$

Aus den oben angegebenen Gründen werden aber die tatsächlich auftretenden Spannungen auch im Eisen geringer sein.

Fig. 4.



Nimmt man jedoch an, daß der Zugquerschnitt des Betons vollkommen ausgeschaltet ist, da Zugspannungen von 22,5 kg/cm² vom Beton nicht aufgenommen werden können, so würde sich die Zugspannung im Scheitel des Eisenbogens annähernd wie folgt bestimmen:

$$\text{Zug im Querschnitt } \frac{1}{2} 22,5 \cdot 14,3 \cdot 100 = 16087 \text{ kg.}$$

$$\text{„ in den unt. Gurtwinkeln } \frac{16087 \cdot \frac{1}{3} \cdot 14,3}{9,3} = 16505 \text{ kg.}$$

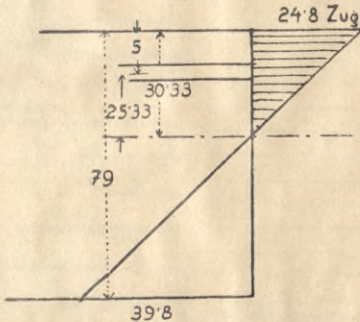
$$\text{Fläche der Winkel } 2 \times 12,16 = 24,32 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Zugspannung im Eisen } \frac{16505}{24,32} = 680 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Im Kämpfer. Halbseitige Belastung mit 1500 kg/m² und größte Temperaturenniedrigung.

$$\sigma_{max} = 590 + 184 = 774 \text{ kg/cm}^2 \text{ größter Druck im unteren Rande.}$$

Fig. 5.



Nimmt man auch hier an, daß die Zugspannungen vom Beton nicht aufgenommen werden, so ergibt sich als größter Zug in den oberen Winkeln.

$$\text{Zug im Querschnitt } \frac{1}{2} \cdot 24,8 \cdot 30,33 \cdot 100 = 37609 \text{ kg}$$

$$\text{„ in den ob. Winkeln } \frac{37609}{25,33} \cdot \frac{1}{3} \cdot 30,33 = 27570 \text{ kg.}$$

$$\text{Fläche der durch eine Blechplatte } \frac{100}{8} \text{ verstärkten Gurte } 36 \text{ cm}^2.$$

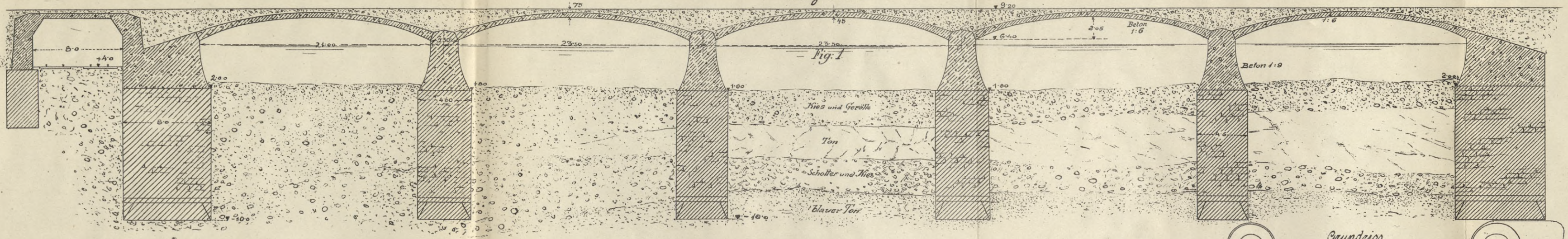
$$\text{Zugspannung im Eisen } \frac{27570}{36} = 766 \text{ kg/cm}^2.$$

An den übrigen Stellen bleiben die größten Druckspannungen im Eisen zwischen 700—900 kg/cm².

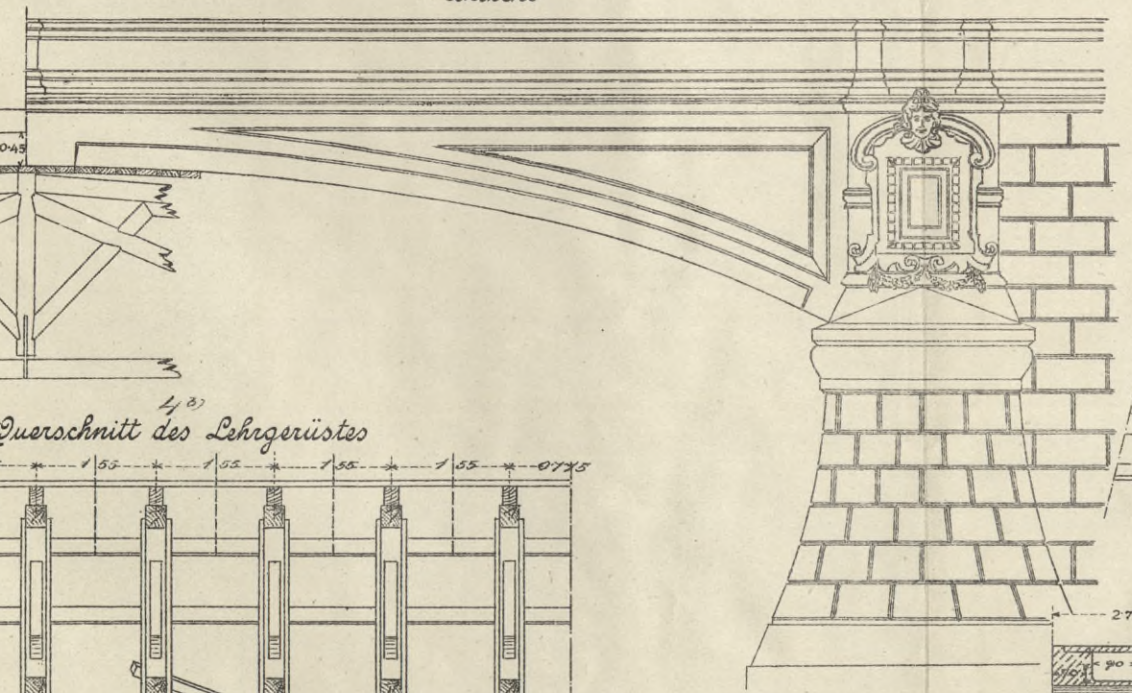


PROF. J. MELAN: „Brücke über den Polcevera-Fluss bei Genna.

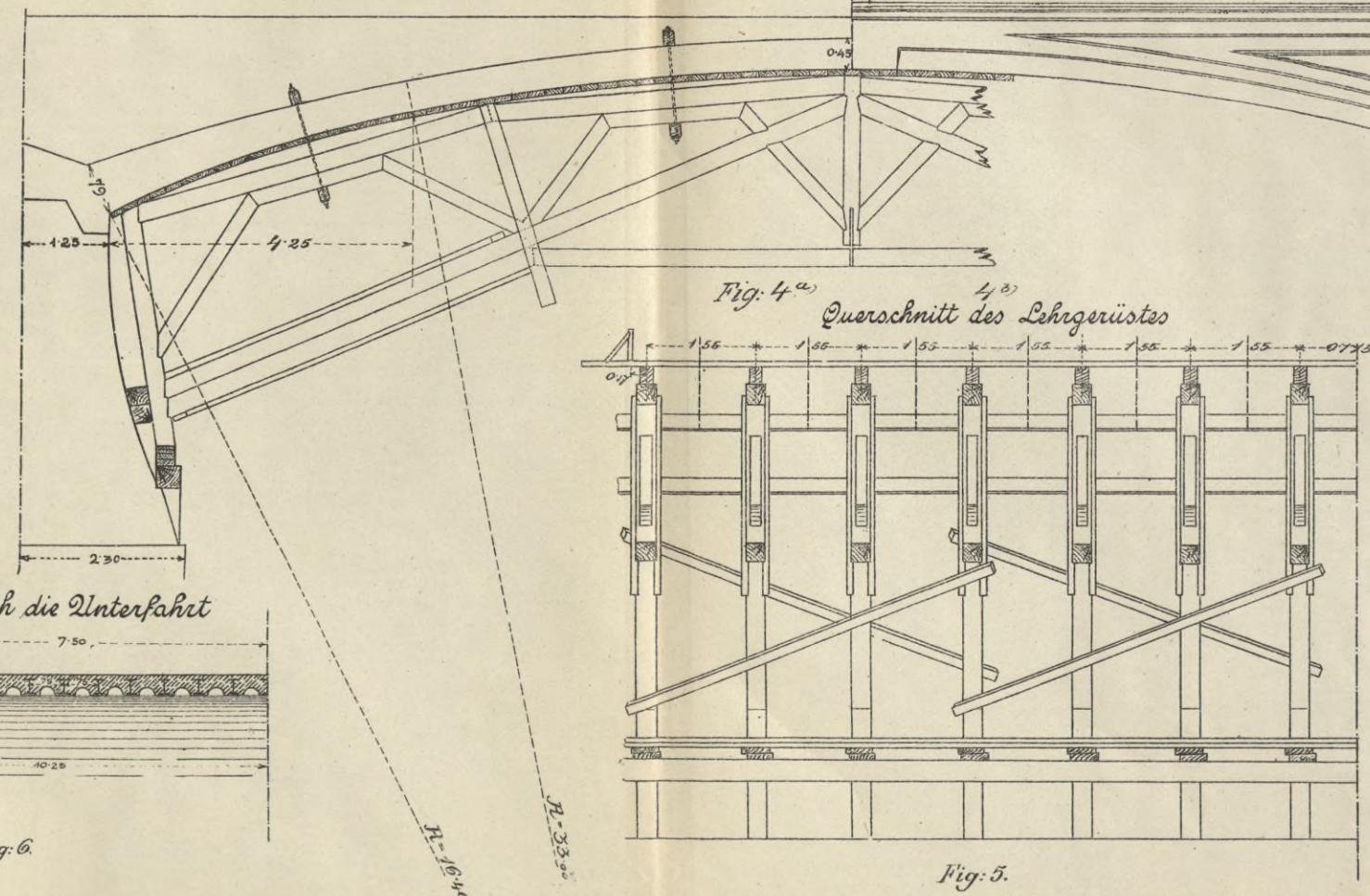
Längsschnitt



Ansicht



Lehrgerüst



Grundriss

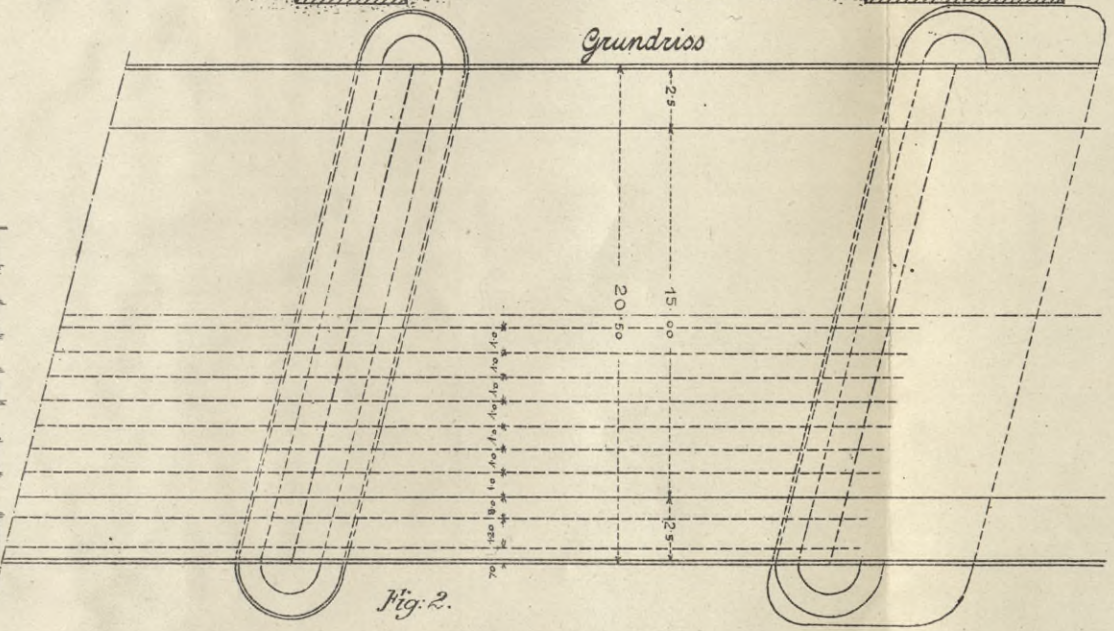
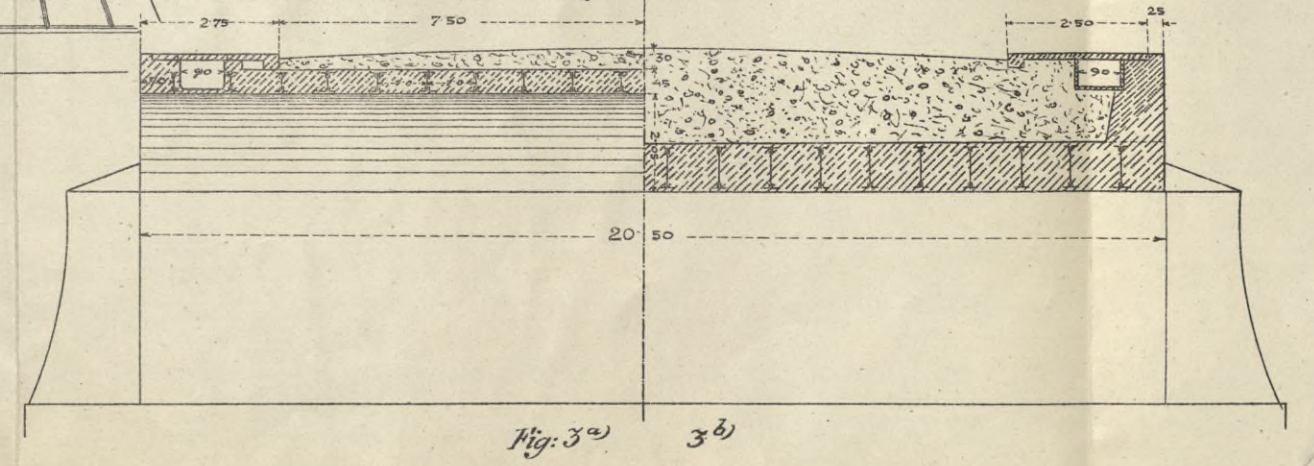


Fig. 2.

Querschnitt



Querschnitt durch die Unterfahrt

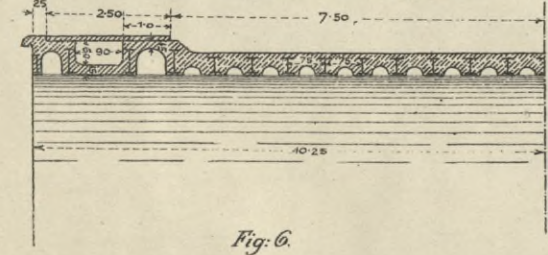


Fig. 6.



PROF. J. MELAN: „Brücke über den Polcevera Fluss bei Genna.“

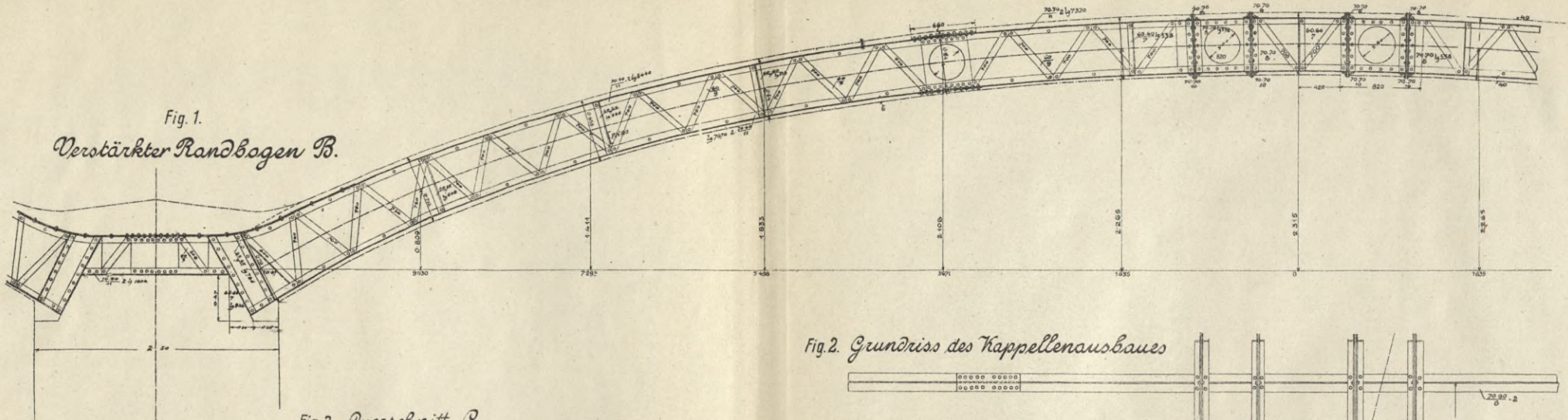


Fig. 1.

Verstärkter Randbogen B.

Fig. 2. Grundriss des Kappellenausbaues

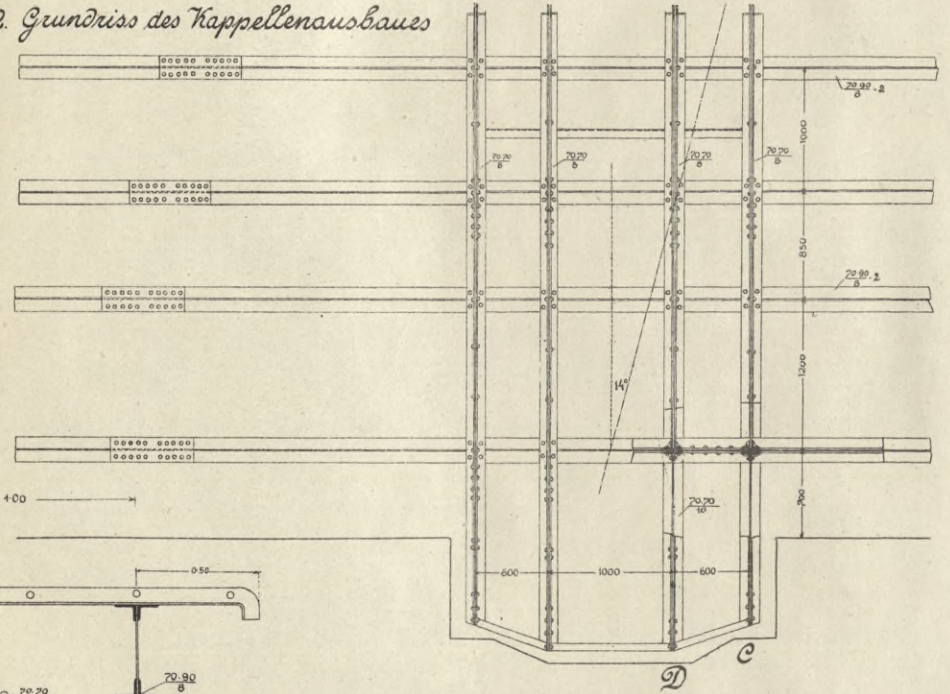


Fig. 3. Querschnitt C.

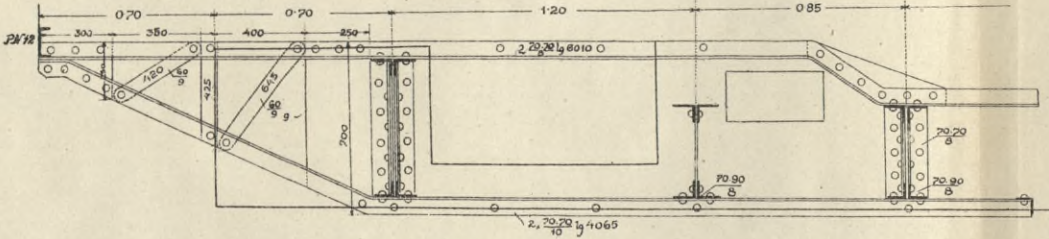
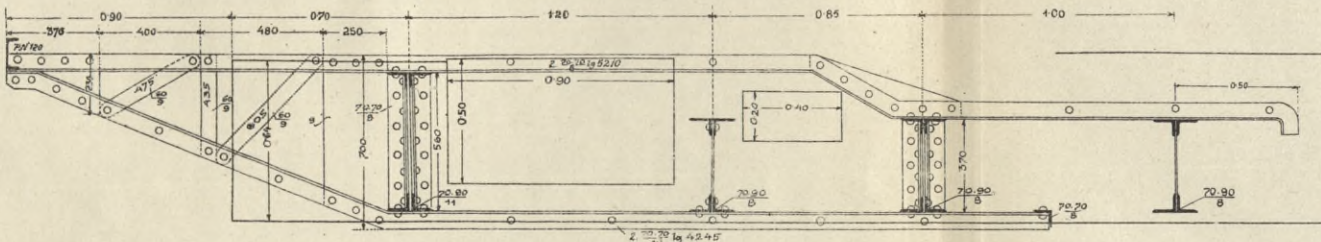


Fig. 4. Querschnitt D.



Maßstab für Fig. 1, 2, u. 5 - 1:60
" " " 3, 4, u. 6 - 1:30

Fig. 5. Querverband

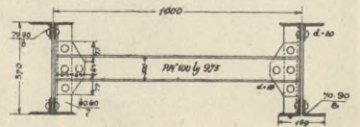
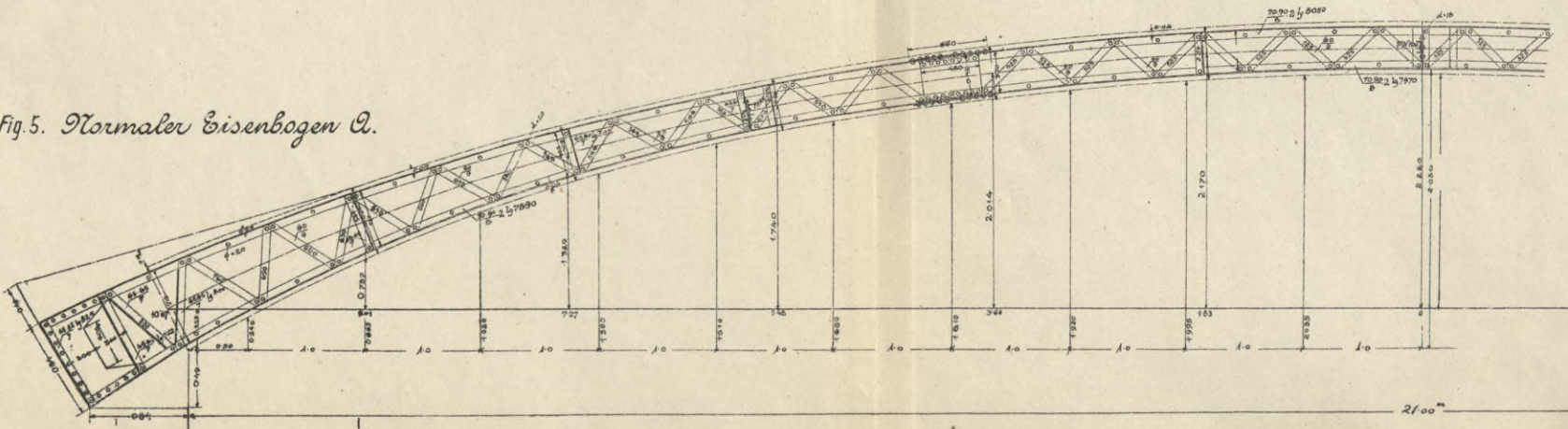


Fig. 5. Normaler Eisenbogen C.





WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

31880

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1. XII. 52. 10.000

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000299686