

KRIEGSBRÜCKE VILLACH

DER BRUCHVERSUCH AM ORIGINALMODELL
TEIL1, 1993



KOMMENTIERT VON

87  **DIPL. ING. ALOIS AICHHOLZER**

STAATLICH BEFUGTER UND BEEIDETER ZIVILINGENIEUR FÜR BAUWESEN

9500 VILLACH
RINGMAUERGASSE 10
TEL.: 04242-28409

DI Alois Aichholzer
Lenaugasse 4
9500 Villach

Villach, 2. Feber 2016

Herrn DI Volker Bidmon
Abteilungsleitung
Amt der Kärntner Landesregierung
Strassen + Brücken
Flatschacher Strasse 70
9020 Klagenfurt

Betr.: Kriegsbrücke Villach

Sehr geehrter Herr DI Bidmon,

in Zusammenhang mit der Ausschreibung zur Sanierung und Verstärkung der Villacher Draubrücke wurde von mir in Zusammenarbeit mit der damaligen Baufirma ILBAU sowie dem Architekten DI Karsten Krebs im Jahr 1993 ein Wahlangebot eingereicht. Obwohl Bestbieter, erhielt der Billigstbieter des Amtsprojektes, die Firma Polensky & Zöllner, den Auftrag. (Die Firma mußte allerdings noch während der Bauzeit den Konkurs anmelden).

Mein Projekt war auf Nachhaltigkeit ausgerichtet, so wurden zusätzlich zu den drei bestehenden Stahlbögen zwei weitere Bögen eingeplant. Durch diese sollte sich die vom Amt vorgesehene Ersatzbrücke erübrigen und überdies hätten die schon damals von der Europäischen Gemeinschaft geplanten künftigen höheren Verkehrslasten berücksichtigt werden können. Zudem sollte durch die Mitwirkung des international bekannten Architekten Karsten Krebs (1. Preis Europäischer Pavillon, Weltausstellung Sevilla, 1992) eine außergewöhnliche architektonische Gestaltung erfolgen.

In der Folge wurde von mir die Dokumentation „DER BRUCHVERSUCH AM ORIGINALMODELL“ Teil 1 (1993) und Teil 2 (1995) erarbeitet.

Sowohl für das Wahlprojekt als auch für die Dokumentation haben nachstehende international maßgebliche Kollegen ihre Stellungnahmen und Ratschläge abgegeben:

o. Univ.-Prof. Dipl. Ing. Dr. G. Ramberger
Technische Universität Wien, Institut für Stahlbau

o.Univ.-Prof. Dipl. Ing. Dr. F. Tschemmerneegg
Technische Universität Innsbruck, Ordinarius für Stahlbau und Holzbau

Univ.- Prof. Dr. P. Steinhauser
Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik, Wien

em. Univ.- Prof. Dr. Ing. G. Knittel
Technische Universität München, Tragwerksbau

Univ.- Prof. Dr. Ing. H. Kreuzinger
Technische Universität München, Tragwerksbau

Prof. Dipl.-Ing. B. Tokarz
Technische Universität Stuttgart, Tragwerkslehre

Prof. Dr. Manfred A. Hirt
Eidgenössische Technische Hochschule Lausanne

Dipl.-Ing. Dr. Max Herzog
Ingenieurbüro u.a. für Brücken, Forschung, Sanierung, CH-Solothurn

Dr. Ing. Gerd Kuscher
Schweißtechnische Lehr- und Versuchsanstalt Hannover

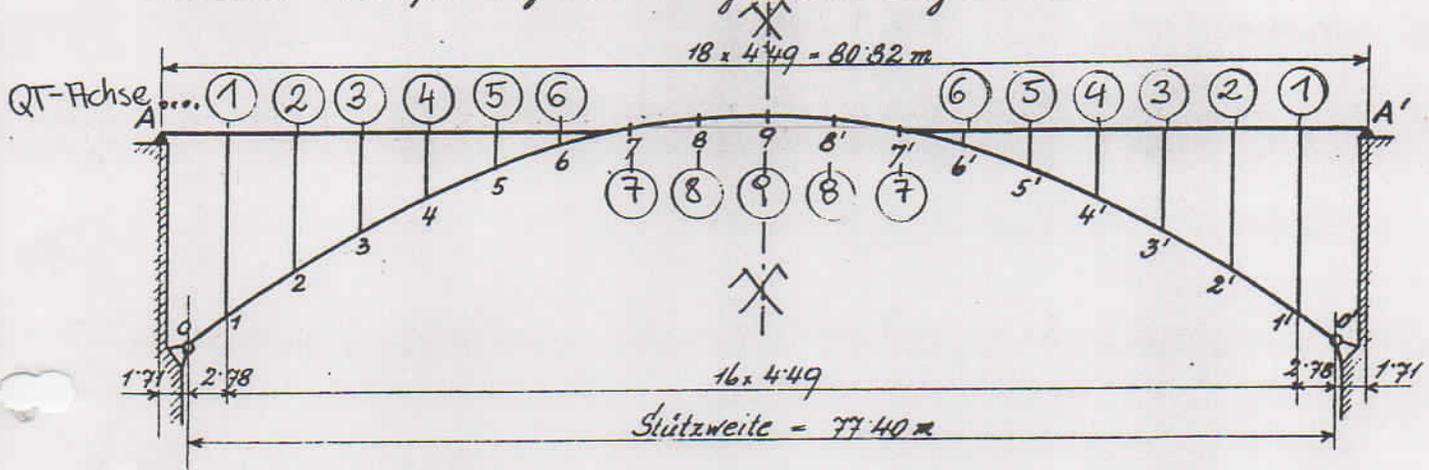
Die Brücke kann derzeit von 44 t -Lastkraftwagen befahren werden.
Ob der Bruchversuch fortgesetzt werden soll, oder ob es zu einer Gewichtsbeschränkung kommt,
sollte durch das Amt der Kärntner Landesregierung bestimmt werden.

Mit freundlichen Grüßen,
Alois Aichholzer

Beilage:
Der Bruchversuch am Originalmodell, Teil 1 (1993)

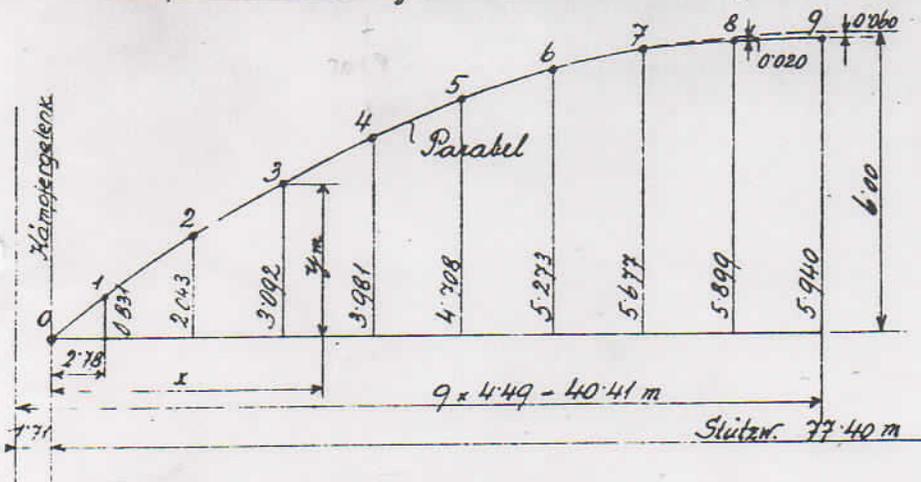
C. Hauptträger.

System der Hauptträger: Bogen mit Kämpfergelenken.
 Stützweite 77.40 m Abstand der Hauptträger 4.15 m.
 Die drei Hauptträger sind gleich ausgebildet.



1. Formgebung der Bogenträger.

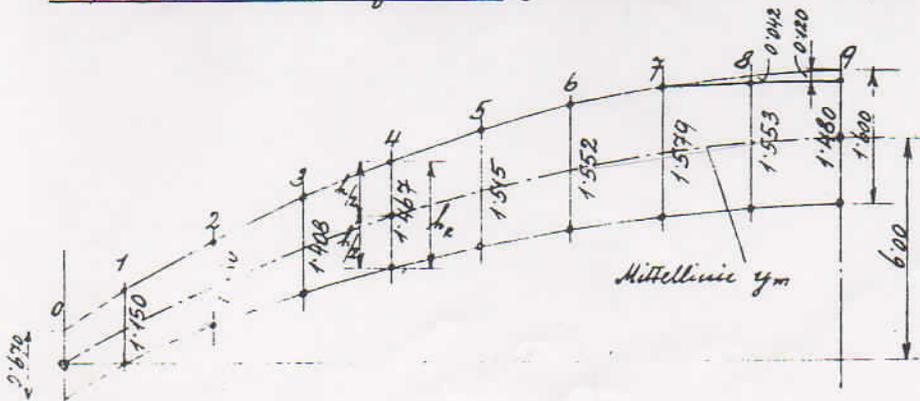
a) Ordinaten der Bogenmittellinie in den Querträgerorten, bezogen auf Kämpfergelenkverbindungsline:



Zwischen 0 und 7 verläuft die Stützmittellinie nach der Parabel

$$y_m = 0.0040062 x (l-x)$$

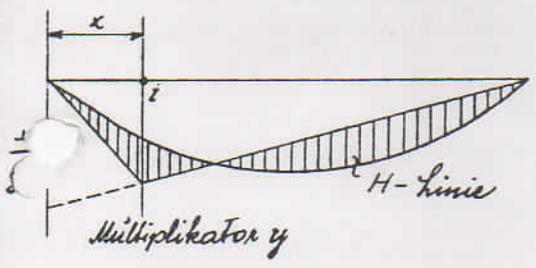
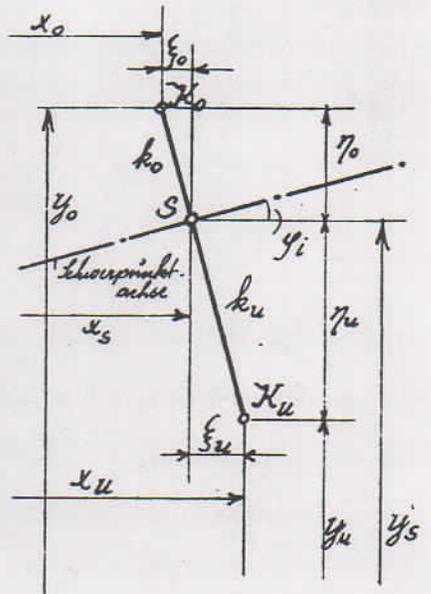
b) Lotrechte Steghöhen (siehe hierzu Z.Nr. 2914-A-4):



Berechnung der Koordinaten der Kernpunkte K_0 und K_u :

i	Kernweite in m		$\cos y_k$	$\sin y_k$	x_s	ξ		y_s	η	
	k_0	k_u				x_0	x_u		y_0	y_u
1	0.426	0.451	0.961	0.277	2.780	-0.118	0.425	0.853	0.409	-0.433
						2.662	2.905		1.262	0.420
2	0.448	0.581	0.970	0.244	7.290	-0.109	0.142	2.145	0.435	-0.564
						7.161	7.412		2.580	1.581
3	0.458	0.629	0.977	0.211	11.760	-0.097	0.133	3.218	0.448	-0.615
						11.663	11.893		3.666	2.603
4	0.480	0.656	0.984	0.177	16.250	-0.085	0.116	4.111	0.472	-0.646
						16.165	16.366		4.583	3.465
5	0.498	0.679	0.990	0.143	20.740	-0.071	0.097	4.841	0.493	-0.672
						20.669	20.837		5.334	4.169
6	0.510	0.694	0.994	0.107	25.230	-0.055	0.075	5.408	0.507	-0.690
						25.175	25.305		5.915	4.718
7	0.519	0.705	0.997	0.072	29.720	-0.037	0.051	5.813	0.517	-0.703
						29.683	29.771		6.330	5.110
8	0.513	0.698	0.999	0.036	34.210	-0.019	0.025	6.034	0.513	-0.697
						34.191	34.235		6.547	5.337
9	0.492	0.671	1.00	0	38.700	0	0	6.070	0.492	-0.671
						38.700	38.700		6.562	5.399

$\xi = k \sin y$
 $\eta = k \cos y$



Für das Moment M in einem Kernpunkt mit den Koordinaten x, y gilt die Gleichung:

$$M = y \left(\frac{x}{y} - H \right)$$

In der folgenden Tabelle sind die Quotienten $\frac{x}{y}$ für jeden oberen und unteren Kernpunkt in den Querschnitten 1, 2, 3, ... berechnet. Die Einflusslinien selbst sind in den Beilagen 1-5 dargestellt.

Auf Träger II entfällt:

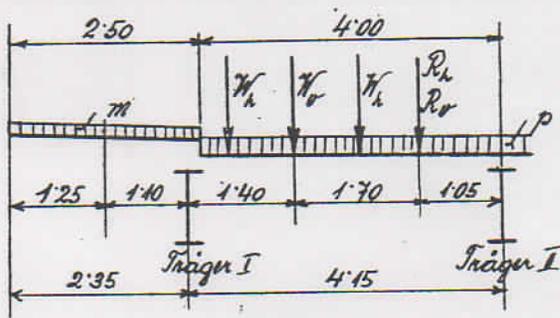
Von der Gehwegplatte:	$-2 \times 0.234 \cdot \frac{2.35^2}{2 \cdot 4.15}$	-0.312 t/m
„ „ Fahrbahnplatte:	$0.936 \cdot 4.15 =$	3.884 „
„ „ Last Q_1 :	$-2 \times 0.140 \cdot \frac{2.35}{4.15}$	-0.158 „
„ „ „ Q_2 :	$-2 \times 0.368 \cdot \frac{0.091}{4.15}$	-0.016 „
„ „ „ Q_3 :		0.133 „
Vom Tragwerkgewicht (abzüglich Längsträger)		0.989 „
		<hr/>
	g_{II}	4.520 t/m

b) Verkehrslasten.

Die ungünstigsten Laststellungen für die Hauptträger I und II stimmen überein mit den betreffenden Laststellungen für die Längsträger I und II, so dass die Lastanteile $W'R'p'$ von Seite 5 u. 6 übernommen werden können.

Stoßziffer für die Hauptträger bei $\Phi = 400.77.4 = 309.6 \text{ m}^2$; $\varphi = 1.06$

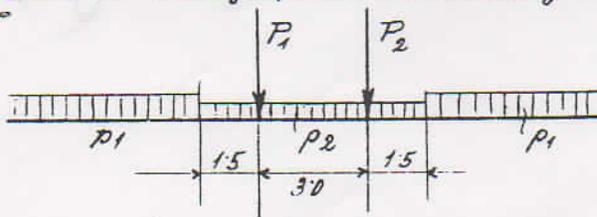
Belastung des Hauptträgers I:



$$\left. \begin{aligned}
 W_r' &= 6.63 \text{ t} \\
 W_h' &= 8.62 \text{ „} \\
 R_r' &= 0.44 \text{ „} \\
 R_h' &= 1.08 \text{ „} \\
 p' &= 0.964 \text{ „} \\
 m' &= 0.45 \cdot 2.50 \left(1 + \frac{1.40}{4.15}\right) = 1.42 \text{ t/m}
 \end{aligned} \right\} \text{u. S. 5}$$

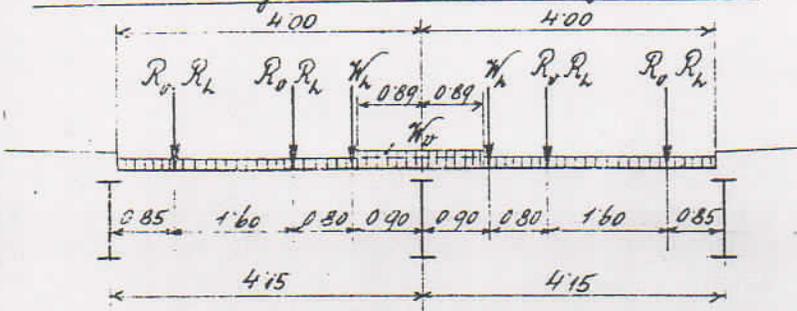
$$\left. \begin{aligned}
 \varphi W_r' &= 7.03 \text{ t} \\
 \varphi W_h' &= 9.14 \text{ „} \\
 \varphi R_r' &= 0.47 \text{ „} \\
 \varphi R_h' &= 1.15 \text{ „} \\
 \varphi p' &= 1.02 \text{ „}
 \end{aligned} \right.$$

Daher Lastierung für Hauptträger I:



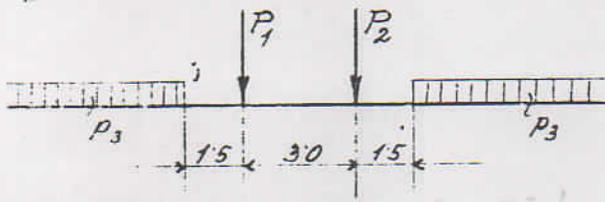
$$\begin{aligned}
 P_1 &= 9.14 + 1.15 = 10.29 \text{ t} \\
 P_2 &= 7.03 + 0.47 = 7.50 \text{ t} \\
 p_1 &= 1.42 + 1.02 = 2.44 \text{ t/m} \\
 p_2 &= 1.42 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Belastung des Hauptträgers II.



$$\left. \begin{aligned} W'_v &= 8.93 \text{ t} \\ W'_h &= 10.18 \text{ t} \\ R'_{v'} &= 2.78 \text{ t} \\ R'_h &= 6.76 \text{ t} \\ p' &= 2.072 \text{ t/m} \end{aligned} \right\} \text{ von 9.5} \quad \left. \begin{aligned} y \cdot W'_v &= 9.47 \text{ t} \\ y \cdot W'_h &= 10.79 \text{ t} \\ y \cdot R'_{v'} &= 2.95 \text{ t} \\ y \cdot R'_h &= 7.17 \text{ t} \\ y \cdot p' &= 2.20 \text{ t/m} \end{aligned} \right.$$

Daher Lastierung im Hauptträger II:



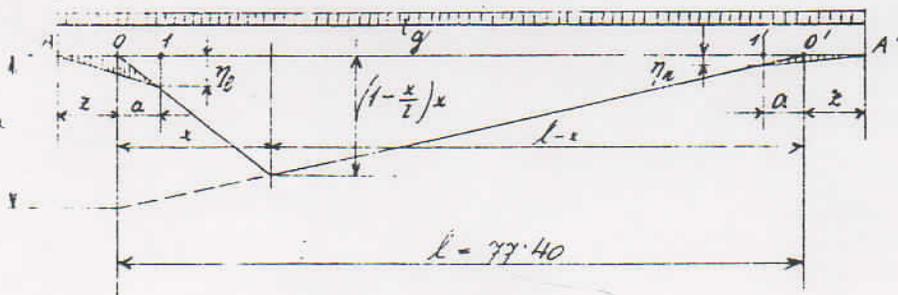
$$\begin{aligned} P_1 &= 10.79 + 7.17 = 17.96 \text{ t} \\ P_2 &= 9.47 + 2.95 = 12.42 \text{ t} \\ P_3 &= 2.20 \text{ t/m} \end{aligned}$$

5. Momente und Normalkräfte von der bleibenden Last.

Da die Ermittlung der Randspannungen aus bleibender Last im Mittelbar aus Moment, bezogen auf die Schwerpunktsachse und Normalkraft erfolgt, so werden nachstehend Momente und Normalkräfte für die gleichmäßige Vollbelastung mit q ermittelt.

Für die Momente gilt: $M_q = M_g - M_h \cdot y_s$.

Das Balkenmoment für gleichmäßig verteilte Vollbelastung mit q ergibt sich mit Rücksicht auf die Auflagerung der Endfelder der Längsträger auf den Widerlagern aus der Einfließlinie des Balkenmomentes wie folgt:



Die Einfließlinie des Balkenmomentes im Punkte x des Trägers mit der Stützweite l ist wegen der mittelbaren Lastübertragung durch die beiden Längsträger durch die schraffierten Dreiecke zu ergänzen.

Bei Vollbelastung mit q ergeben die beiden schraffierten Einfließlinienterteile das zusätzliche Moment

$$m_x = qz \frac{\eta_1}{2} + qz \frac{\eta_2}{2} = \frac{qz}{2} (\eta_1 + \eta_2)$$

Da $\eta_1 = (1 - \frac{x}{l}) \times \frac{a}{x} = a(1 - \frac{x}{l})$ und $\eta_2 = (1 - \frac{x}{l}) \times \frac{a}{l-x} = a \frac{x}{l}$,

so ist $m_x = \frac{qz}{2} [a(1 - \frac{x}{l}) + a \frac{x}{l}] = \frac{qz}{2} a$.

Mit $z = 1.71 \text{ m}$, $a = 2.78 \text{ m}$, erhält man das für alle Punkte konst. Zusatzmoment

$$m = 1.71 \cdot 2.78 \frac{q}{2} = 2.38 q$$

Balkenmoment im Punkte x für Vollbelastung daher

$$M_x = \frac{1}{2} q x (l-x) + 2.38 q \quad (\text{in tm})$$

Horizontalschub H für Vollbelastung mit q :

$$Hq = 119.41 \cdot q$$

daher Achsenmoment im Bogen:

$$M_g = q \left[\frac{1}{2} x (l-x) + 2.38 - 119.41 y_s \right]$$

Normalkraft im Punkte x : $N_g = Hq \sec \varphi_x$

für Träger I

für Träger II

$$N_g^I = 119.41 \cdot 4.33 \cdot \sec \varphi_x = 517.05 \sec \varphi_x$$

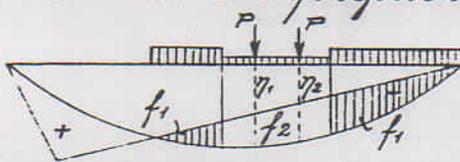
$$N_g^{II} = 119.41 \cdot 4.52 \cdot \sec \varphi_x = 539.73 \sec \varphi_x$$

Achsenmomente und Normalkräfte von der bleibenden Last:

i	x	l-x	$\frac{1}{2}(l-x) + 2.38$	Ordin. d. Schwereachse y_s	119.41 y_s	3-5	sec φ	Träger I. $q = 4.33 \frac{t}{m}$		Träger II. $q = 4.52 \frac{t}{m}$	
								M_g^{mt}	N_g^t	M_g^{mt}	N_g^t
1	2.78	74.62	106.10	0.853	101.86	4.24	1.0406	18.36	538.0	19.16	561.6
2	7.27	70.13	257.30	2.145	256.13	1.17	1.0312	5.07	533.2	5.29	556.6
3	11.76	65.64	388.34	3.218	384.26	4.08	1.0230	24.03 17.67	219 528.9	18.44	552.1
4	16.25	61.15	499.23	4.111	490.89	8.34	1.0160	36.11	525.3	37.70	548.4
5	20.74	56.66	589.94	4.841	578.06	11.88	1.0103	51.44	522.4	53.70	545.3
6	25.23	52.17	660.50	5.408	645.77	14.73	1.0058	63.78	520.0	66.58	542.9
7	29.72	47.68	710.90	5.813	694.13	16.77	1.0026	72.61	518.4	75.60	541.1
8	34.21	43.19	741.14	6.034	720.52	20.62	1.0007	89.28	517.4	93.20	540.1
9	38.70	38.70	751.23	6.070	724.82	26.41	1	114.36	517.1	119.37	539.7

6. Kernpunktmomente von der Verkehrslast.

In den Beilagen 1-5 in denen die Einflüßlinien der Kernpunkt-
momente aufgetragen sind, sind die Lastenränge für die Träger I u. II
in jeweils ungünstigster Stellung eingezeichnet, Lastordinaten und
-flächen eingeschrieben. Ausgewiesen wurden jeweils für Ober-
bzw. Untergurt jene Laststellung, die die größte Druckrandspan-
nung erzeugt, da wegen der überwiegenden Wirkung der bleibenden
Last, die durchwegs Druckrandspannungen hervorruft, in den
einzelnen Querschnitten entweder gar keine oder nur geringfügige
Zugspannungen auftreten. Das Ergebnis der Auswertung der
Einflüßlinien ist in der folgenden Tafel zusammengestellt.



μ - Multiplikator

$$M = (\sum f p + \sum \eta P) \mu$$

Mom.	Streifen bzw. Ordinaten		Hauptträger I		Hauptträger II		Mom.	Streifen bzw. Ordinaten		Hauptträger I		Hauptträger II	
	Streifen	Ordinaten	Lasten	Mom.	Lasten	Mom.		Streifen	Ordinaten	Lasten	Mom.	Lasten	Mom.
M_1^u	f_1	110.90	2.44	270.60	2.20	243.98	M_1^o	f_1	46.92	2.44	114.48	2.20	103.22
	f_2	34.55	1.42	49.06				f_2	8.46	1.42	12.01		
	η_1	6.353	10.29	65.37	17.96	114.10		η_1	1.408	10.29	14.49	17.96	25.29
	η_2	5.785	7.50	43.39	12.42	71.85		η_2	1.417	7.50	10.63	12.42	17.60
	$\mu=0.420$		$\Sigma=428.42$		$\Sigma=429.93$			$\mu=1.262$		$\Sigma=151.61$		$\Sigma=146.11$	
		$M_1^u=179.9$		$M_1^u=180.6$				$M_1^o=191.3$		$M_1^o=184.4$			
M_2^u	f_1	42.04	2.44	102.58	2.20	92.49	M_2^o	f_1	34.37	2.44	83.86	2.20	75.61
	f_2	18.87	1.42	26.80				f_2	6.87	1.42	9.76		
	η_1	3.486	10.29	35.87	17.96	62.61		η_1	1.161	10.29	11.95	17.96	20.85
	η_2	3.031	7.50	22.73	12.42	37.65		η_2	1.151	7.50	8.63	12.42	14.30
	$\mu=1.581$		$\Sigma=187.98$		$\Sigma=192.75$			$\mu=2.580$		$\Sigma=114.20$		$\Sigma=110.76$	
		$M_2^u=297.2$		$M_2^u=304.7$				$M_2^o=294.6$		$M_2^o=285.8$			

Momente in mt.

Mom.	Flächen bzw. Ordinaten		Hauptträger I		Hauptträger II		Mom.	Flächen bzw. Ordinaten		Hauptträger I		Hauptträger II	
	f_1	f_2	Lasten	Mom.	Lasten	Mom.		f_1	f_2	Lasten	Mom.	Lasten	Mom.
M_3^u	f_1	32.15	2.44	78.45	2.20	70.73	M_3^o	f_1	28.02	2.44	68.37	2.20	61.64
	f_2	14.63	1.42	20.77				f_2	6.04	1.42	8.58		
	η_1	2.708	10.29	27.87	17.96	48.64		η_1	1.013	10.29	10.42	17.96	18.19
	η_2	2.291	7.50	17.18	12.42	28.45		η_2	1.008	7.50	7.56	12.42	12.52
	$\mu = 2.603$	$\Sigma = 144.27$		$\Sigma = 147.82$				$\mu = 3.666$	$\Sigma = 94.93$		$\Sigma = 92.35$		
		$M_3^u = 375.5$		$M_3^u = 384.8$				$M_3^o = 348.0$		$M_3^o = 338.6$			
M_4^u	f_1	27.46	2.44	67.00	2.20	60.41	M_4^o	f_1	23.42	2.44	57.14	2.20	51.52
	f_2	11.77	1.42	16.71				f_2	5.30	1.42	7.53		
	η_1	2.208	10.29	22.72	17.96	39.66		η_1	0.900	10.29	9.26	17.96	16.16
	η_2	1.823	7.50	15.67	12.42	22.64		η_2	0.877	7.50	6.58	12.42	10.89
	$\mu = 3.465$	$\Sigma = 120.10$		$\Sigma = 122.71$				$\mu = 4.583$	$\Sigma = 80.51$		$\Sigma = 78.57$		
		$M_4^u = 416.1$		$M_4^u = 425.2$				$M_4^o = 369.0$		$M_4^o = 360.1$			
M_5^u	f_1	25.43	2.44	62.05	2.20	55.95	M_5^o	f_1	19.13	2.44	46.68	2.20	42.09
	f_2	9.77	1.42	13.87				f_2	4.69	1.42	6.66		
	η_1	1.837	10.29	18.90	17.96	32.99		η_1	0.787	10.29	8.10	17.96	14.13
	η_2	1.511	7.50	11.33	12.42	18.77		η_2	0.777	7.50	5.83	12.42	9.65
	$\mu = 4.169$	$\Sigma = 106.15$		$\Sigma = 107.71$				$\mu = 5.334$	$\Sigma = 67.27$		$\Sigma = 65.87$		
		$M_5^u = 442.5$		$M_5^u = 449.0$				$M_5^o = 358.8$		$M_5^o = 351.4$			
M_6^u	f_1	20.75	2.44	50.63	2.20	45.65	M_6^o	f_1	14.77	2.44	36.04	2.20	32.49
	f_2	8.24	1.42	11.70				f_2	3.95	1.42	5.61		
	η_1	1.557	10.29	16.02	17.96	27.96		η_1	0.669	10.29	6.88	17.96	12.02
	η_2	1.288	7.50	9.66	12.42	16.00		η_2	0.665	7.50	4.99	12.42	8.26
	$\mu = 4.718$	$\Sigma = 88.01$		$\Sigma = 89.61$				$\mu = 5.915$	$\Sigma = 53.52$		$\Sigma = 52.77$		
		$M_6^u = 415.2$		$M_6^u = 422.8$				$M_6^o = 316.6$		$M_6^o = 312.1$			

Momente in mt.

Mom.	Flächen bzw. Ordinaten		Hauptträger I		Hauptträger II		Mom.	Flächen bzw. Ordinaten		Hauptträger I		Hauptträger II	
	f ₁	f ₂	Lasten	Mom.	Lasten	Mom.		f ₁	f ₂	Lasten	Mom.	Lasten	Mom.
M ₇ ^u	f ₁	18.19	2.44	44.38	2.20	40.02	M ₇ ^o	f ₁	11.09	2.44	27.06	2.20	24.40
	f ₂	7.21	1.42	10.24				f ₂	3.27	1.42	4.64		
	η ₁	1.357	10.29	13.96	17.96	24.37		η ₁	0.554	10.29	5.70	17.96	9.95
	η ₂	1.114	7.50	8.36	12.42	13.84		η ₂	0.533	7.50	4.00	12.42	6.62
	μ = 5.110		Σ = 76.94		Σ = 78.23			μ = 6.330		Σ = 41.40		Σ = 40.97	
			M ₇ ^u = 393.2		M ₇ ^u = 399.8				M ₇ ^o = 262.1		M ₇ ^o = 259.3		
M ₈ ^u	f ₁	15.79	2.44	38.53	2.20	34.74	M ₈ ^o	f ₁	8.39	2.44	20.47	2.20	18.46
	f ₂	6.57	1.42	9.93				f ₂	2.47	1.42	3.51		
	η ₁	1.242	10.29	12.78	17.96	22.31		η ₁	0.412	10.29	4.24	17.96	7.40
	η ₂	1.000	7.50	7.50	12.42	12.42		η ₂	0.411	7.50	3.08	12.42	5.10
	μ = 5.337		Σ = 68.14		Σ = 69.47			μ = 6.547		Σ = 31.30		Σ = 30.96	
			M ₈ ^u = 363.7		M ₈ ^u = 370.8				M ₈ ^o = 204.9		M ₈ ^o = 202.7		
M ₉ ^u	f ₁	14.99	2.44	36.58	2.20	32.98	M ₉ ^o	f ₁	8.62	2.44	21.03	2.20	18.96
	f ₂	6.32	1.42	8.97				f ₂	1.58	1.42	2.24		
	η ₁	1.211	10.29	12.46	17.96	21.75		η ₁	0.270	10.29	2.78	17.96	4.85
	η ₂	0.958	7.50	7.19	12.42	11.90		η ₂	0.258	7.50	1.94	12.42	3.20
	μ = 5.399		Σ = 65.20		Σ = 66.63			μ = 6.562		Σ = 27.99		Σ = 27.01	
			M ₉ ^u = 352.0		M ₉ ^u = 359.7				M ₉ ^o = 183.7		M ₉ ^o = 177.2		

Momente in m².

Kernpunktmomente von den Temperaturänderungen.

$$M_t = H_t \cdot y - 15 \cdot 14^t y \quad (\text{siehe S. 16}).$$

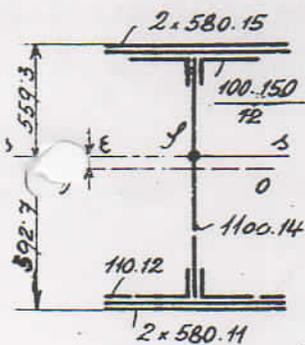
Punkt	1	2	3	4	5	6	7	8	9
y^u in m:	0.420	1.581	2.603	3.465	4.169	4.718	5.110	5.337	5.399
M_t^u in mt:	6.36	23.94	39.41	52.46	63.12	71.43	77.36	80.80	81.74

y^o in m:	1.262	2.580	3.666	4.583	5.334	5.915	6.330	6.547	6.562
M_t^o in mt:	19.11	39.06	55.50	69.39	80.76	89.55	95.84	99.12	99.35

Nachweis der Querschnittsfunktionen.

Da in den Querschnitten vorwiegend Drückspannungen auftreten, so würde im Sinne der ONORM B 6301, 3. Auflage, Absatz IIIc mit Vollquerschnitten gerechnet.

Querschnitt 1.



	Fläche	Trägheitsmoment J
Steg	1100.14	154.0 cm ²
Obere Flange	114.8	155.280 cm ⁴
Untere Flange	174.0	318.310
Obere Querschnittsfläche	2.580.15	555.580
Untere Querschnittsfläche	2.580.11	401.640
Querschnittsfläche	2.580.12	78.130

Schwerpunktflage:

$$J_o = 58.08 \cdot 57.6 - 26.4 \cdot 54.4 = 1236 \text{ cm}^3$$

$$\epsilon = \frac{1236}{596.8} = 2.07 \text{ cm}$$

$$W_o = \frac{1506380}{55.93} = 26930 \text{ cm}^3$$

$$W_u = \frac{1506380}{59.27} = 25410 \text{ cm}^3$$

$$F = 596.8 \text{ cm}^2$$

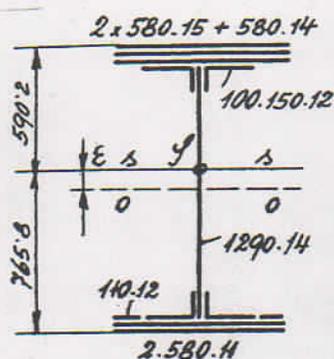
$$J_o = 1508940 \text{ cm}^4$$

$$- F \epsilon^2 = J_o \epsilon = -2560$$

$$J_s = 1506380 \text{ cm}^4$$

$$k_o = \frac{25410}{596.8} = 42.6 \text{ cm}$$

$$k_u = \frac{26930}{596.8} = 45.1 \text{ cm}$$

Querschnitt 2.

	Fläche	Trägheitsmoment J
Steg	1290.14	180.6 cm ²
Gürtwink. 4x 100.150.12	114.8	4J _g + 114.8 · 62.08 ² = 44 3360
Obergürtpl. 2x 580.15 + 580.14	255.2	1135 770
Untergürtpl. 2x 580.11	127.6	549 160
Auflagen 2x 110.12	26.4	107 800
	<u>F = 704.6 cm²</u>	<u>J₀ = 2486540 cm⁴</u>

Schwerpunktlage:

$$S_0 = 127.6 \cdot 67.8 - 26.4 \cdot 63.9 = 6964 \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{6964}{704.6} = 9.88 \text{ cm}$$

$$W_0 = \frac{241 7740}{59.02} = 40960 \text{ cm}^3$$

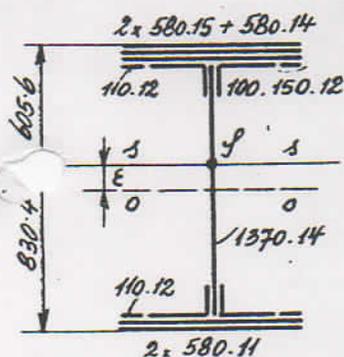
$$W_u = \frac{241 7740}{76.58} = 31570 \text{ cm}^3$$

$$k_0 = \frac{31570}{704.6} = 44.8 \text{ cm.}$$

$$k_u = \frac{40960}{704.6} = 58.1 \text{ cm.}$$

$$- S_0 e = - 68800$$

$$J_1 = 2417740 \text{ cm}^4$$

Querschnitt 3.

	Fläche	Trägheitsmoment J
Steg	1370.14	191.8 cm ²
Gürtwink. 4x 100.150.12	114.8	4J _g + 114.8 · 66.08 ² = 502210
Obergürtpl. 2x 580.15 + 580.14	255.2	1276 030
Untergürtpl. 2x 580.11	127.6	618 170
Auflagen 4x 110.12	52.8	243 440
	<u>F = 742.2 cm²</u>	<u>J₀ = 2939840 cm⁴</u>

Schwerpunktlage:

$$S_0 = 127.6 \cdot 71.8 - 52.8 \cdot 68.9 = 9162 \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{9162}{742.2} = 12.34 \text{ cm}$$

$$W_0 = \frac{2826780}{60.56} = 46680 \text{ cm}^3$$

$$W_u = \frac{2826780}{83.04} = 34040 \text{ cm}^3$$

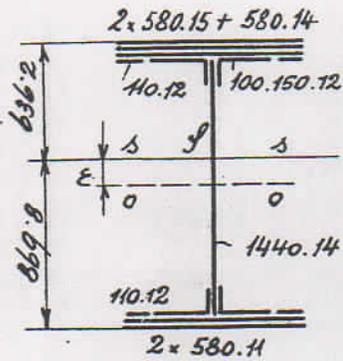
$$k_0 = \frac{34040}{742.2} = 45.8 \text{ cm.}$$

$$k_u = \frac{46680}{742.2} = 62.9 \text{ cm.}$$

$$- S_0 e = - 113 060$$

$$J_1 = 2826780 \text{ cm}^4$$

Querschnitt 4.



		Fläche	Trägheitsmoment J
Steg	1440.14	201.6 cm ²	348370 cm ⁴
Quertwink.	4 x 100.150.12	114.8 • 4J _ξ + 114.8 • 69.58 ²	556720 "
Obergurtpl	2 x 580.15 + 580.14	255.2 "	1405450 "
Untergurtpl	2 x 580.H	127.6 "	681900 "
Auflagen	4 x 110.12	52.8 "	269180 "
		<u>F = 752.0 cm²</u>	<u>J₀ = 3261620 cm⁴</u>
			<u>- J₀ ε² = - 122790 "</u>
			<u>J₁ = 3138830 cm⁴</u>

Schwerpunktlage:

$J_0 = 127.6 \cdot 75.3 = 9608 \text{ cm}^3$

$\epsilon = \frac{9608}{752.0} = 12.78 \text{ cm}$

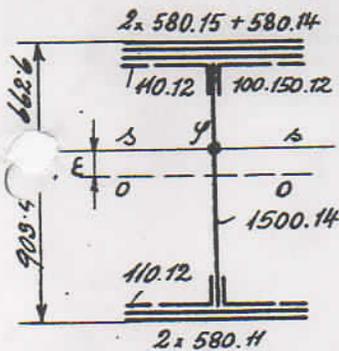
$W_0 = \frac{3138830}{63.62} = 49340 \text{ cm}^3$

$W_u = \frac{3138830}{86.98} = 36090 \text{ cm}^3$

$k_0 = \frac{36090}{752.0} = 48.0 \text{ cm.}$

$k_u = \frac{49340}{752.0} = 65.6 \text{ cm.}$

Querschnitt 5.



		Fläche	Trägheitsmoment J
Steg	1500.14	210.0 cm ²	393750 cm ⁴
Quertwink	4 x 100.150.12	114.8 • 4J _ξ + 114.8 • 72.58 ²	605680 "
Obergurtpl	2 x 580.15 + 580.14	255.2 "	1521360 "
Untergurtpl	2 x 580.H	127.6 "	739010 "
Auflagen	4 x 110.12	52.8 "	292280 "
		<u>F = 760.4 cm²</u>	<u>J₀ = 3552080 cm⁴</u>
			<u>- J₀ ε² = - 131280 "</u>
			<u>J₁ = 3420800 cm⁴</u>

Schwerpunktlage:

$J_0 = 127.6 \cdot 78.3 = 9991 \text{ cm}^3$

$\epsilon = \frac{9991}{760.4} = 13.14 \text{ cm}$

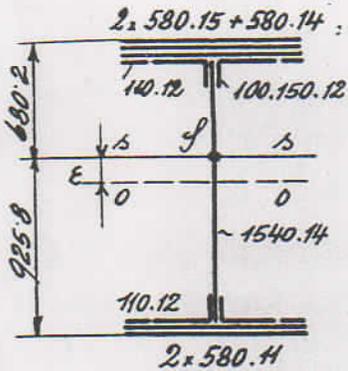
$W_0 = \frac{3420800}{66.26} = 51630 \text{ cm}^3$

$W_u = \frac{3420800}{90.34} = 37870 \text{ cm}^3$

$k_0 = \frac{37870}{760.4} = 49.8 \text{ cm.}$

$k_u = \frac{51630}{760.4} = 67.9 \text{ cm.}$

Querschnitt 6.



	Fläche	Trägheitsmoment J
Steg	1540.14	215.6 cm ²
Gürtwink. 4x 100.150.12	114.8	4 $J_{\frac{1}{2}} + 114.8 \cdot 74.58^2 = 639470$
Obergürtpl. 2x 580.15 + 580.14	255.2	1601190
Untergürtpl. 2x 580.14	127.6	778360
Auflagen 4x 110.12	52.8	308200
	<u>$F = 766.0$ cm²</u>	<u>$J_0 = 3753320$ cm⁴</u>
		<u>$- J_0 E = - 137100$</u>
		<u>$J_s = 3616220$ cm⁴</u>

Schwerpunktlage:

$$J_0 = 127.6 \cdot 80.3 = 10246 \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{10246}{766.0} = 13.38 \text{ cm}$$

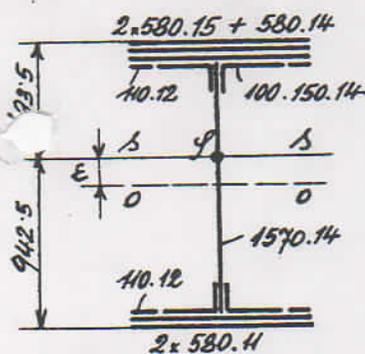
$$W_0 = \frac{3616220}{68.02} = 53160 \text{ cm}^3$$

$$W_u = \frac{3616220}{92.58} = 39060 \text{ cm}^3$$

$$k_0 = \frac{39060}{766.0} = 51.0 \text{ cm}$$

$$k_u = \frac{53160}{766.0} = 69.4 \text{ cm}$$

Querschnitt 7.



	Fläche	Trägheitsmoment
Steg	1570.14	219.8 cm ²
Gürtwink. 4x 100.150.14	114.8	4 $J_{\frac{1}{2}} + 114.8 \cdot 76.08^2 = 665410$
Obergürtpl. 2x 580.15 + 580.14	255.2	1662400
Untergürtpl. 2x 580.14	127.6	808550
Auflagen 4x 110.12	52.8	320420
	<u>$F = 770.2$ cm²</u>	<u>$J_0 = 3908270$ cm⁴</u>
		<u>$- J_0 E = - 141430$</u>
		<u>$J_s = 3766840$ cm⁴</u>

Schwerpunktlage:

$$J_0 = 127.6 \cdot 81.8 = 10438 \text{ cm}^3$$

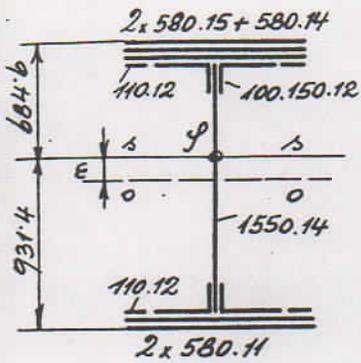
$$e = \frac{10438}{770.2} = 13.55 \text{ cm}$$

$$W_0 = \frac{3766840}{69.35} = 54320 \text{ cm}^3$$

$$W_u = \frac{3766840}{94.25} = 39970 \text{ cm}^3$$

$$k_0 = \frac{39970}{770.2} = 51.9 \text{ cm}$$

$$k_u = \frac{54320}{770.2} = 70.5 \text{ cm}$$

Querschnitt 8.

Steg	1550.14
Gürtw.	4 x 100.150.12
Obergpl.	2 x 580.15 + 580.14
Untergpl.	2 x 580.11
Anflagen	4 x 110.12

Fläche	Trägheitsmoment \mathcal{J}
217.0 cm	434450 cm ⁴
114.8 * 4 $\mathcal{J}_s + 114.8 \cdot 75.08^2 = 648060$	
255.2 "	1621470 "
127.6 "	788360 "
52.8 "	312250 "
$\mathcal{J} = 767.4 \text{ cm}^2$	$\mathcal{J}_0 = 3804590 \text{ cm}^4$

Schwerpunktlage:

$$\mathcal{S}_0 = 127.6 \cdot 80.8 = 10310 \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{10310}{767.4} = 13.44 \text{ cm}$$

$$\mathcal{W}_0 = \frac{3666020}{68.46} = 53550 \text{ cm}^3$$

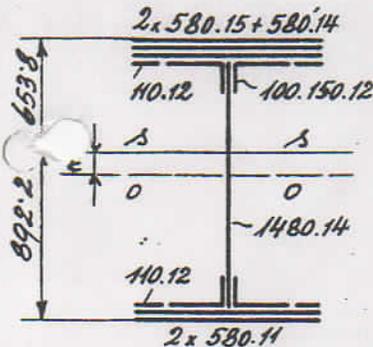
$$\mathcal{W}_u = \frac{3666020}{93.14} = 39360 \text{ cm}^3$$

$$- \mathcal{S}_0 e = - 138570$$

$$\mathcal{J}_s = 3666020 \text{ cm}^4$$

$$k_0 = \frac{39360}{767.4} = 51.3 \text{ cm}$$

$$k_u = \frac{53550}{767.4} = 69.8 \text{ cm}$$

Querschnitt 9.

Steg	1480.14
Gürtw.	4 x 100.150.12
Obergpl.	2 x 580.15 + 580.14
Untergpl.	2 x 580.11
Anflagen	4 x 110.12

Fläche	Trägheitsmoment \mathcal{J}
207.2 cm ²	378210 cm ⁴
114.8 * 4 $\mathcal{J}_s + 114.8 \cdot 71.58^2 = 589130$	
255.2 "	1482220 "
127.6 "	719720 "
52.8 "	284470 "
$\mathcal{J} = 757.6 \text{ cm}^2$	$\mathcal{J}_0 = 3453750 \text{ cm}^4$

Schwerpunktlage:

$$\mathcal{S}_0 = 127.6 \cdot 77.3 = 9863.5 \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{9863.5}{757.6} = 13.02 \text{ cm}$$

$$\mathcal{W}_0 = \frac{3325330}{65.38} = 50860 \text{ cm}^3$$

$$\mathcal{W}_u = \frac{3325330}{89.22} = 37270 \text{ cm}^3$$

$$- \mathcal{S}_0 e^2 = - 128420$$

$$\mathcal{J}_s = 3325330 \text{ cm}^4$$

$$k_0 = \frac{37270}{757.6} = 49.2 \text{ cm}$$

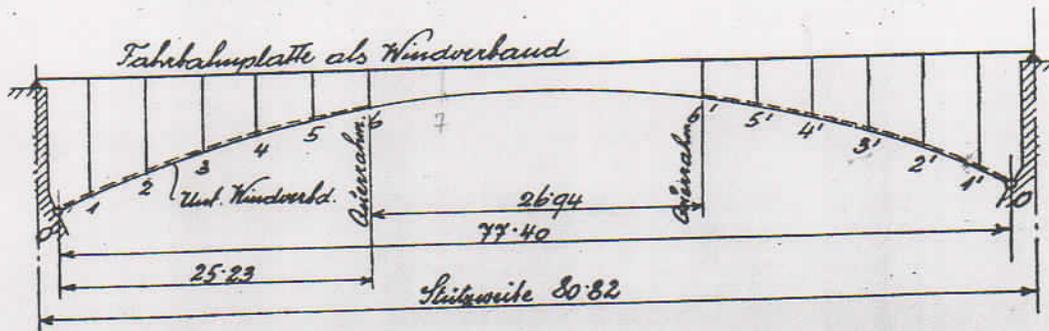
$$k_u = \frac{50860}{757.6} = 67.1 \text{ cm}$$

9. Zusammenstellung der größten Randspannungen.

Alle nachstehend ausgewiesenen Spannungen sind Druckspannungen.

Punkt	Rand	Fläche F _{roll} cm ²	Widerstandsmoment W _{roll} cm ³	Bleibende Last		Yukelast		Temperatur		Spannungen σ in kg/cm ²				
				Normal- kraft N t	Achsen- moment M mt	Stützpunktmoment		Rand- last	Bleib. last	Yukelast	Temperat.	Gesamt- spannung		
						M _p mt	M _t mt							
Hauptträger I:													Ermüdung - $\sigma_{max} - \sigma_{min} - \sigma$	
1	o	596.8	26930	538.0	18.4	179.9	6.4	0	970	668	24	1662	672	
	u		25410			191.3	19.1	u	829	753	75	1657	828	
2	o	704.6	40960	533.2	5.1	297.2	23.9	0	769	726	58	1553	784	
	u		31570			294.6	39.1	u	741	933	124	1798	1057	
3	o	742.2	46680	528.9	17.7	375.5	39.4	0	751	804	84	1639	888	
	u		34040			348.0	55.5	u	667	1022	163	1846	1185	
4	o	752.0	49340	525.3	36.1	416.1	52.5	0	773	843	106	1722	943	
	u		36090			369.0	69.4	u	599	1022	192	1813	1207	
5	o	760.4	51630	522.4	51.4	442.5	63.1	0	787	857	122	1766	979	
	u		37870			358.8	80.8	u	551	947	213	1711	1160	
6	o	766.0	53160	520.0	63.8	415.2	71.4	0	799	781	134	1714	915	
	u		39060			316.6	89.6	u	516	811	229	1556	1040	
7	o	770.2	54320	518.4	72.6	393.2	77.4	0	807	724	143	1674	877	
	u		39970			262.1	95.8	u	491	656	240	1387	896	
8	o	767.4	53550	517.4	89.3	363.7	80.8	0	841	679	151	1671	830	
	u		39360			204.9	99.1	u	447	521	252	1220	723	
9	o	757.6	50860	517.1	114.4	352.0	81.7	0	908	692	161	1761	853	
	u		37270			183.7	99.4	u	376	493	267	1136	760	
Hauptträger II:														
1	o	596.8	26930	561.6	19.2	180.6	6.4	0	1012	671	24	1707	671	
	u		25410			184.4	19.1	u	865	726	75	1666	807	
2	o	704.6	40960	556.6	5.3	304.7	23.9	0	803	744	58	1605	802	
	u		31570			285.8	39.1	u	773	905	124	1802	1029	
3	o	742.2	46680	552.1	18.4	384.8	39.4	0	783	824	84	1691	902	
	u		34040			338.6	55.5	u	690	995	163	1848	1158	
4	o	752.0	49340	548.4	37.7	425.2	52.5	0	806	862	106	1774	911	
	u		36090			360.1	69.4	u	625	998	192	1815	1190	
5	o	760.4	51630	545.3	53.7	449.0	63.1	0	821	870	122	1813	972	
	u		37870			351.4	80.8	u	575	928	213	1716	1111	
6	o	766.0	53160	542.9	66.6	422.8	71.4	0	834	795	134	1763	923	
	u		39060			312.1	89.6	u	538	799	229	1566	1028	
7	o	770.2	54320	541.1	75.8	399.8	77.4	0	842	736	143	1721	879	
	u		39970			259.3	95.8	u	513	649	240	1402	889	
8	o	767.4	53550	540.1	93.2	370.8	80.8	0	878	692	151	1721	873	
	u		39360			202.7	99.1	u	467	515	252	1234	777	
9	o	757.6	50860	539.7	119.4	359.7	81.7	0	947	707	161	1815	880	
	u		37270			177.2	99.4	u	392	475	267	1134	742	

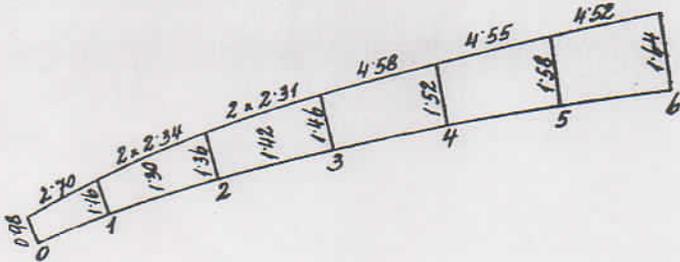
D. Aufnahme der Windkräfte.



Die Windlasten auf den Bogen werden zum Teil durch zwei zwischen dem Stabbogen liegende Verbände, die zwischen 0 und 6 bzw. 0' und 6' verlaufen, aufgenommen in die Klumpferlager, andererseits durch die Ankerabnahmen 6 und 6' in die Fahrbahnplatte geleitet. Die Windbelastung des Bogenteiles 6-6' aller übrigen Tragwerkteile und der Winddruck auf die Verkehrslast werden von der Fahrbahnplatte übernommen, und durch ein eigenes Windlager auf jedem der beiden Widerlager in diese eingeleitet.

Vom Wind belastete Fläche des Tragwerkes:

Bogenfläche zwischen 0 und 6 (eine Tragwand angeblasen):



$$\frac{1}{2} [2.70(0.98+1.16) + 2.34(1.16+2.130+1.36) + 2.31(1.36+2.142+1.46) + 4.58(1.46+1.52) + 4.55(1.52+1.58) + 4.52(1.58+1.64)] =$$

$$-\frac{1}{2} [5.78 + 11.98 + 13.07 + 13.65 + 14.11 + 14.55] = 36.57 \text{ m}^2$$

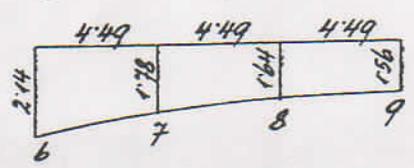
Untere Postenhälften von 1-6 (3 Tragwände angeblasen):

$$3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.21 (4.50 + 3.20 + 2.10 + 1.40 + 0.60) = 3.72$$

Belastungsfläche eines inneren Windverbandes 40.29 m^2

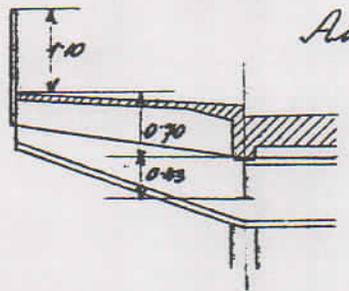
$$\text{je lld m daher } f_1 = \frac{40.29}{25.23} = 1.60 \text{ m}^2$$

Bogenfläche zwischen 6-9 (eine Tragwand):



$$4.49 \left[\frac{2.14}{2} + 1.78 + 1.64 + \frac{1.56}{2} \right] = 23.68 \text{ m}^2$$

je lfd. m daher $\frac{2 \cdot 23.68}{26.94} = 1.76 \text{ m}^2$



Ausichtsfläche d. Fahrbahn s. Geländer:

$$0.70 + \frac{1 \cdot 10}{3} = 1.07 \text{ m}^2$$

$$f_2 = 2.83 \text{ m}^2$$

Leistungsträger zwischen Widerlager und Punkt 6: 0.43 m^2
 Obere Pfostenhälfte wie vor 3.72 m^2 , daher je lfd. m $\frac{3.72}{26.90} = 0.14$
 Ausichtsfläche der Fahrbahn s. Geländer wie vor 1.07
 $f_3 = 1.64 \text{ m}^2$

a) Unterer Windverband.

Unbelastete Brücke: Winddruck $w = 200 \text{ kg/m}^2$ getroffene Fläche.

Stützweite = 25.23 m

Belastung $w_1 = 0.200 f_1 = 0.20 \cdot 1.60 = 0.320 \text{ t/m}$

Auflagerkraft $A_w = 0.320 \cdot \frac{25.23}{2} = 4.04 \text{ t}$

Streckkraft D_1 im Endfeld am Auflager:

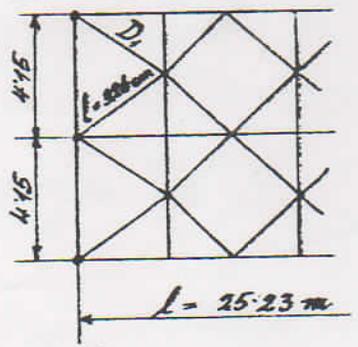
$$D_1 = \frac{4.04}{4} \cdot \frac{2.326}{4.15} = 1.59 \text{ t}$$

Knicklänge $0.8 \cdot 3.26 = 2.61 \text{ cm}$

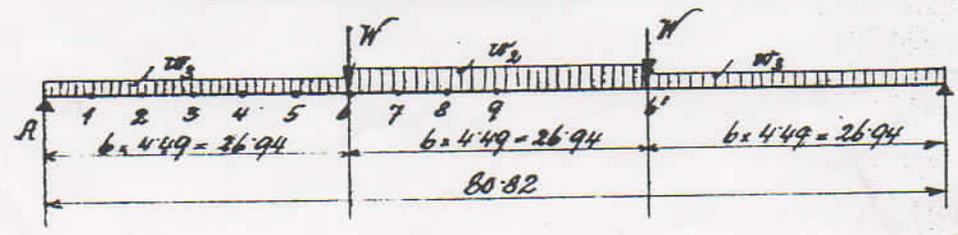
Querschnitt $= \sqrt{F} = \sqrt{2.75 \cdot 75.7} : F = 20.2 \text{ cm}^2 ; i_x = 2.28 \text{ cm}$

$$\lambda/i_x = \frac{2.61}{2.28} = 1.15 \quad \omega = 2.68$$

$$\sigma = 2.68 \cdot \frac{15900}{20.2} = 211 \text{ kg/cm}^2$$



b) Die Fahrbahnplatte als Windverband.



Unbelastete Brücke: Winddruck $w = 200 \text{ kg/m}^2$ getroffene Fläche.

Belastung: Reaktion des unteren Windverbandes im Punkt 6 bzw. 6':

$$W = 4.04 \text{ t}$$

$$w_2 = 2.83 \cdot 0.200 = 0.566 \text{ t/m}$$

$$w_3 = 1.64 \cdot 0.200 = 0.328 \text{ "}$$

Belastete Brücke: Winddruck $w = 100 \text{ kg/m}^2$ getroffene Fläche.
 Vom Geländer nicht gedeckte Fläche der Nutzlast/m lfd.

$$f_4 = 2.00 - 0.37 = 1.63 \text{ m}^2$$

Belastung: Reaktion des unteren Windverbandes in 6 bzw. 6':

$$W' = \frac{4.04}{2} = 2.02 \text{ t}$$

$$w'_2 = (2.83 + 1.63) \cdot 0.100 = 0.446 \text{ t/m}$$

$$w'_3 = (1.64 + 1.63) \cdot 0.100 = 0.327 \text{ "}$$

a) Biegemomente in der Windscheibe bei unbelasteter Brücke:

Knotenlasten in den Punkten 1-9:

$$P_1 \text{ bis } P_5 : \dots\dots\dots 0.328 \cdot 4.49 = 1.49 \text{ t}$$

$$P_6 : \dots\dots\dots \frac{1}{2} (0.328 + 0.566) \cdot 4.49 + 4.04 = 6.05 \text{ t}$$

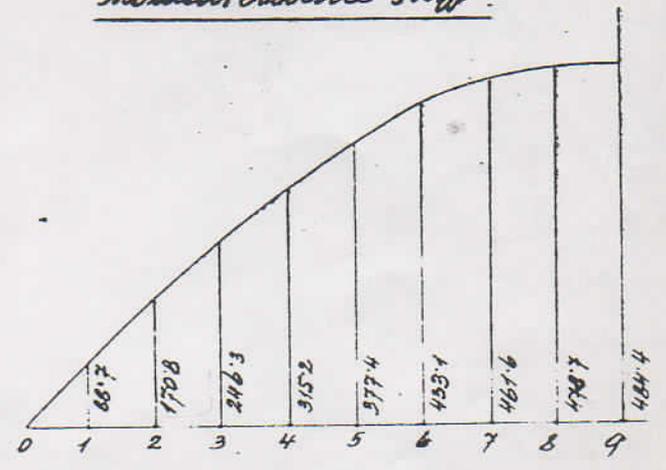
$$P_7 \text{ bis } P_9 : \dots\dots\dots 0.566 \cdot 4.49 = 2.54 \text{ t}$$

Auflagerkraft: $A_w = 5 \cdot 1.47 + 6.05 + 2.5 \cdot 2.54 = \underline{19.75 \text{ t}}$

Momente in den Knotenpunkten 1, 2, 3, ...

Punkt	P_{10} t	A_w t	λ m	$A_w \lambda$ mt	Moment M_w mt
0	-	19.75	4.49	88.69	-
1	1.47	18.28	"	82.09	88.7
2	1.47	16.81	"	75.49	170.8
3	1.47	15.34	"	68.88	246.3
4	1.47	13.87	"	62.28	315.2
5	1.47	12.40	"	55.68	377.4
6	6.05	6.35	"	28.51	433.1
7	2.54	3.81	"	17.11	461.6
8	2.54	1.27	"	5.70	478.7
9	1.27	0	"	-	484.4

Momentenlinie M_w :



1 Vorbemerkungen

Die im Jahre 1938 errichtete Brücke über den Draufuß besteht aus einer genieteten Stahlkonstruktion mit massiver Fahrplatte für 3 Fahrspuren und beidseitigen Gehsteigen.

Drei Zweigelenkbögen mit Aufständungen bilden das Haupttragwerk.

Bei einer Stützweite von 77,40 m und einer Stichhöhe von nur 5,94 m gehört die Brücke zu den flachsten genieteten Stahlbogenbrücken der Welt. Sie wird täglich von etwa 27.000 Fahrzeugen befahren.

Die Brücke befindet sich zur Zeit in einem verfallenen Zustand. Zurückzuführen ist dies vorwiegend auf die mangelhafte Wartung. Dadurch bedingt, werden in einem Brückenprüfbericht aus dem Jahre 1988 auszugsweise u. a. folgende Feststellungen getroffen: Die Querschnittsveränderung und die Korrosion führen zu lokalen Abminderungen der Tragfähigkeit des Stahltragwerkes durch verminderte Widerstandswerte der Bogenträger. Die Tragfähigkeitsabminderung der äußeren Fahrbahnlangsträger beträgt 23 %, die der Endquerträger 44 %. Über die Endquerträgerkonsolen wird festgestellt, daß die Kippsicherung durch den Verlust der Untergurtbiegesteifigkeit nicht mehr rechnerisch erfaßbar ist. (Gehsteig und Wasserleitung der Stadt Villach hängen z. B. an diesen Konsolen)

In dem Prüfbericht des Jahres 1988 wird festgestellt, daß eine weitere Verwendung des Stahltragwerkes bei unverzüglicher Sanierung möglich erscheint.

Bis heute wurde eine Sanierung nicht vorgenommen.

Die bestehende Betonfahrplatte mit einer Gesamtfläche von etwa 800 m² wurde von einer Materialprüfanstalt untersucht. Der Auftrag für die Untersuchung erfolgte vom Amt der Kärntner Landesregierung mit der eindeutigen Forderung nach Untersuchung der Platte an drei verschiedenen Stellen. Mittels Bohrer (2 cm Durchmesser) wurde die Prüfung vorgenommen. Obwohl aus dem Untersuchungsbericht keineswegs ein notwendiger Abtrag der Platte hervorgeht, hat das Amt der Kärntner Landesregierung - ohne Abwägung eventueller anderer Sanierungsmöglichkeiten - das Abtragen der Platte festgelegt.

Die Konsolen der Geh- und Fahrradbereiche sind für die Belastung durch einen abgeirrten LKW nicht ausreichend. Es werden daher Stahlbetonrammborde mit einem Gesamtgewicht von 70 to eingebaut.

Der durch den Einbau der Rammborde erforderliche Platzbedarf erwirkt die Verbreiterung der Brücke um 80 cm.

Die Brücke unterliegt derzeit einer Verkehrsbeschränkung von 12 to. In der Ursprungsstatik wurde die Brücke für eine Belastung einer 23 to Walze und gleichzeitig zwei 12 to LKW ausgelegt.

Verkehrsgleichlasten wurden für die Fahrbahn 500 kg/m^2 und dem Gehweg 450 kg/m^2 angesetzt.

Für den Neuzustand ist Brückenklasse I vorgesehen. (3x 25 to LKW bzw. 60 to Raupe im Alleingang)

Vorgesehen ist eine Verbreiterung des Straßenquerschnittes von 9 auf 9,50 m, Geh- und Radweg von 2,0 auf 2,50 m beidseitig.

Für die Dauer der 14 monatigen Arbeiten wird die Brücke gesperrt. Der Verkehr soll in dieser Zeit über eine neu zu errichtende zweispurige Ersatzbrücke für 3,5 to geführt werden.



2 Voruntersuchungen

Nach ÖNORM B 4200 Teil 6, 4.2 sind bei umfangreichen Instandsetzungen, Umbauten oder Verstärkungen Untersuchungsmethoden anzuwenden, die eine möglichst vollständige Beurteilung des Bauwerkszustandes gestatten.

Nach ÖNORM B 4600 Teil 2, 3.3.3.2 hat die Berechnung und Konstruktion der Stahltragwerke strengsten Anforderungen zu entsprechen.

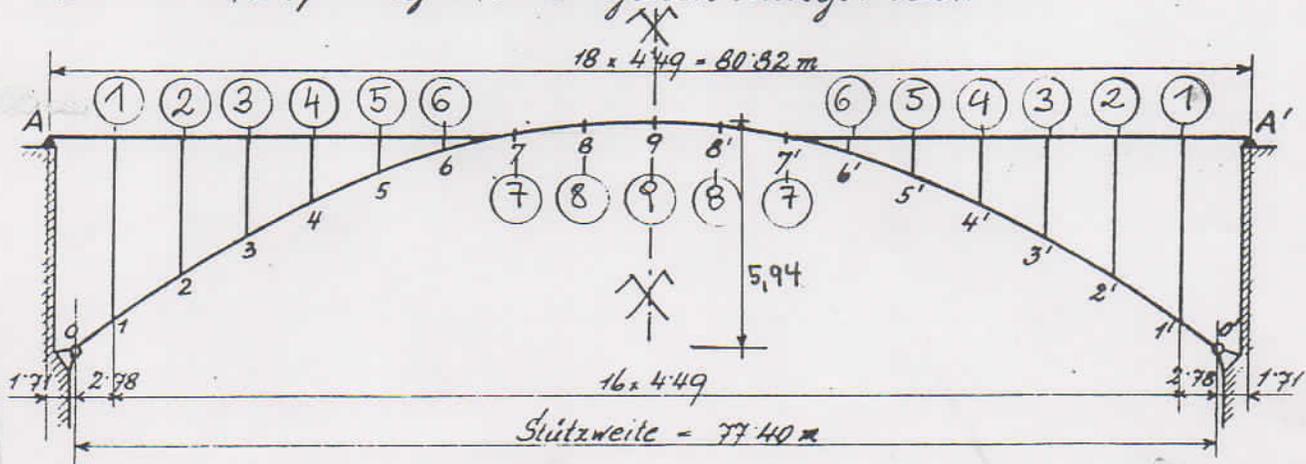
Beim Amtsprojekt wird großteils die Originalstatik aus dem Jahre 1937 herangezogen und Werte ohne weitere Nachrechnung übernommen.

Für das statische System der Bogenkonstruktion gibt es weder eine Präzisionsvermessung über die tatsächliche Spannweite noch über die Stichhöhen der Bögen. Eine eventuell aufgetretene Auflagerverschiebung der Fundamente ist nicht untersucht worden.

Gerade bei dem statisch unbestimmten Zweigelenkbogen kann eine Auflagerverschiebung nicht unbeträchtliche Auswirkungen auf die Schnittkräfte des Tragsystems hervorrufen.

Hauptträger.

System der Hauptträger: Bogen mit Kämpfergelenken.
Stützweite $77,40\text{ m}$ Abstand der Hauptträger $4,15\text{ m}$.
Die drei Hauptträger sind gleich ausgebildet.



3 Belastungen

3.1 Verkehrsbelastungen

Nach Amtsprojekt ist für den Endzustand der Tragkonstruktion die Verkehrslast nach Brückenklasse I angegeben

Lt. ÖNORM B 4002, 2.2.3.1 muß auf der Fahrbahn ein 60 to schweres Raupenfahrzeug im Alleingang angesetzt werden. Dies besagt, daß das Raupenfahrzeug auf einer der drei Fahrspuren anzunehmen ist. Da die beiden Randbögen offensichtlich überbeansprucht sein würden, gibt es im Amtsprojekt die Einschränkung, daß die Raupe nur in Brückenmitte fahren dürfte.

3.1.1 Zusammenfassend

Die Annahme der Verkehrslast für Brückenklasse I widerspricht der ÖNORM B 4002, daß das Raupenfahrzeug lediglich in Mitte der Brücke fahren dürfte. Die Konstruktion müßte jedoch so ausgelegt sein, daß die Raupe auch in den Randbereichen fahren könnte.

3.2 Windlasten und Erdbeben

Im Amtsprojekt wurden die Windlasten aus der Originalstatik übernommen. Der Lastfall Erdbeben wurde in der Berechnung überhaupt nicht angesetzt.

Nach heutigem Stand der Technik und den geltenden Vorschriften sind für die statischen Windkräfte die ÖNORM B 4014, Teil 1 sowie für die Erdbebenkräfte die ÖNORM B 4015, Teil 1 maßgebend.

Nach ÖNORM B 4002 ist Wind sowohl für den unbelasteten als auch für den belasteten Zustand anzunehmen. (Pkt. 2.3)

Eine Überlagerung von Wind und Erdbeben wird lt. Pkt. 2.9 vorgeschrieben.

Villach liegt auf einer Erdbebenlinie und ist durch Erdbeben bereits zweimal zerstört worden.

Auf eine Anfrage des Verfassers, bezogen auf die Villacher Brücke, wird im Schreiben vom 9.9.1993 von der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik, Univ. Prof. Dr. P. Steinhauser, auf die maßgeblichen ÖNORMEN für Erdbeben hingewiesen.

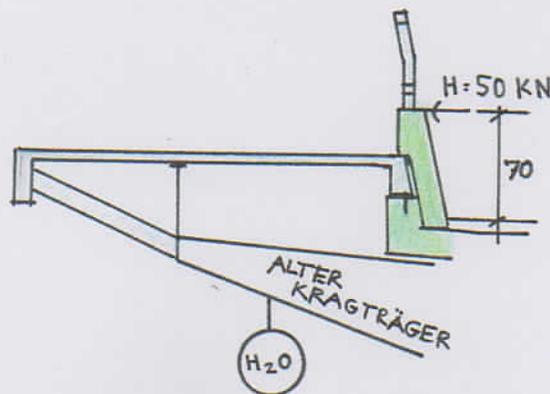
Literaturhinweise im Zusammenhang Brücken und Erdbeben:
Sind Brückenlager für Erdbebenkräfte auszubilden?
Bauingenieur 65 (1990) H. Bachmann, Zürich.

Erdbebenberechnung von Bauwerken mit Hilfe eines modularen Programmsystems
Bauingenieur 55 (1980) Meskouris und Weber, Bochum (Mehrfeldrige Brücke)

Deutsche Gesellschaft für Erdbeben - Ingenieurwesen und Baudynamik

3.3 Anprallstoß

Die Fahrbahn wird begrenzt durch Rambahorde mit Stahlgeländer.
Die Stahlbetonrammborde sind durch eine Stahlkonstruktion an den zum Teil alten
Stahlkonsolen abgestützt.
Die Kragarme, an denen auch die Rohre (\varnothing 50 cm) der Villacher Trinkwasserver-
sorgung hängen, werden durch den Anprallstoß zusätzlich belastet.
Die in Oberkante der Rambahorde angesetzte Horizontallast von 50 kN ist für einen
abgeirrten 25 to-LKW viel zu gering.
Außerdem ist der angenommene Lastangriffspunkt nicht in einer Höhe von 1,20 m,
sondern lediglich 70 cm über der Fahrbahn. Durch die zu geringe Annahme der
Horizontallast und der unrealistischen Lage des Lastangriffspunktes ist die Gehweg-
konstruktion falsch berechnet.



3.3.1 Zusammenfassend

Die Abstützung der Rambahorde ist nicht ausreichend.
Ein abgeirrtes Fahrzeug könnte auf den Gehsteig gelangen (Unfall, Eisglätte etc.).
Der für diese Belastung nicht berechnete Gehsteig könnte ebenso wie Kragarm und
Wasserleitung zu Bruch gehen.

3.4 Temperaturbeanspruchung

Im Amtsprojekt werden die Spannungen infolge Temperaturbeanspruchungen einfach aus der Originalstatik vom Jahre 1937 übernommen.

Dies ist unzulässig, da durch die EDV-Berechnung mit dem tatsächlichen statischen System eine Übereinstimmung nicht gegeben ist.

Eine Untersuchung für Sonneneinstrahlung auf den Randbogen lt. ÖNORM B 4602 Pkt. 2.2.2.6 und 2.2.2.4 sowie ÖNORM B 4502, 2.2.2.4 wurde nicht durchgeführt.

Selbstverständlich werden auch nicht die Bedingungen für den Erhöhungsfall nach ÖNORM B 4600, Teil 2 erfüllt, die besagen, die Berechnung hat strengsten Anforderungen zu entsprechen.

Literatur

Temperaturänderungen in Brücken

Bauingenieur 63 (1988) Lebet und Badoux, Lausanne



4. Stahlgüte und Erhöhungsfall

4.1. Stahlgüte

Für das bestehende Tragwerk wurde

Stahl St. 44,12 und
Niete St. 40,13

verwendet.

In der Originalstatik wurden folgende zulässige Spannungen angenommen:

Stahl St. 44,12 $\sigma_{zul.} = 19 \text{ kN/cm}^2$
 $\tau_{zul.} = 15,2 \text{ kN/cm}^2$

Niete St. 40,13 $\tau_{zul.} = 14 \text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{zul.} = 36 \text{ kN/cm}^2$

4.2 Einordnung

Im Amtsprojekt erfolgt die Einordnung der bestehenden Stahlkonstruktion nach ÖNORM B 4600 Teil 4, für die Stahlgüte St. 44.

Die zulässigen Spannungen betragen demnach für den Regelfall $17,5 \text{ kN/cm}^2$ und für den Erhöhungsfall $20,5 \text{ kN/cm}^2$.

Die tatsächlich auftretenden Spannungen liegen durchwegs über den zulässigen Spannungen für den Regelfall und überschreiten teilweise auch die zulässigen Spannungen für den Erhöhungsfall beträchtlich.

Eine Einordnung für den Erhöhungsfall ist nur zulässig, wenn die Kriterien der ÖNORM B 4600 Teil 2, erfüllt werden.

Beispielsweise steht unter Pkt. 3.3.4.2 :

- (1) Die Werkstoffe müssen in vorgesehener Güte vom Erzeuger bezogen werden. Ihre Güte muß dort je Schmelze geprüft worden sein und nachgewiesen werden.
- (4) Die Berechnung und Konstruktion der Stahltragwerke hat strengsten Anforderungen zu entsprechen und die beanspruchungsgerechte Herstellung hat fabrikmäßig unter ständiger fachmännischer Überwachung zu erfolgen.

Auf Anfrage vom 3.9.1993 vertritt o.Univ. Prof. Dr. G. Ramberger vom Institut für Stahlbau an der Technischen Universität Wien mit Schreiben vom 7.9.1993 die Meinung, daß die Einordnung für St. 44 mit Erhöhungsfall nur dann möglich wäre, wenn man beim Bau nachweislich die Voraussetzungen der ÖNORM B 4600 2. Teil eingehalten hätte. Sind die Voraussetzungen nicht erfüllt, gilt nur der Regelfall.

4.3 Zusammenfassend

Die Kriterien für den Erhöhungsfall wurden nachweislich nicht erfüllt. Es dürfen daher für die bestehenden Stahlkonstruktionen nicht die Werte für den Erhöhungsfall angesetzt werden, sondern lediglich für den Regelfall.



5 Fahrbahnplatte und Längsträger

Die neue Stahlbetonfahrbahnplatte wird im Verbund mit den vorhandenen Längsträgern berechnet. Die Längsträger bestehen aus Altstahlwalzprofilen INP 380 bzw. INP 425. Der Verbund zwischen Beton und Stahl soll durch aufgeschweißte Kopfbolzendübel hergestellt werden.

Diese Verbundkonstruktion hat die vertikalen Lasten auf die Ständer bzw. die Horizontal-lasten auf die Brückenwiderlager abzuleiten.

5.1.1

Für die Horizontalbelastung wird lediglich der Wind untersucht. Die Windkräfte werden aus der Originalstatik übernommen. Diese ist weder identisch mit den tatsächlichen Windangriffsflächen noch mit den in ÖNORM B 4014 Teil 1 angegebenen Auflagen.

5.1.2

Der Lastfall Erdbeben wird überhaupt nicht behandelt, obwohl dies nach ÖNORM vorgeschrieben ist.

5.1.3

Die Spannungen der als Durchlaufträger genähert berechneten Stahlträger sind beträchtlich über den zulässigen Werten für den Regelfall.

5.1.4

Die horizontalen Lasten aus Erdbeben und Wind können mit der vorhandenen Plattenbewehrung bei der gegebenen Spannweite von 80 m nicht aufgenommen werden.

Durch die Überlagerung der Druckkräfte aus der Stahlträgerverbundwirkung der Vertikallasten werden die zulässigen Betonspannungen beträchtlich überschritten.

5.1.5

Die Anschweißung der Kopfbolzendübel an die Altstahlträger ist nicht möglich. Die Schweißfähigkeit ist nicht nachgewiesen. Außerdem besteht bei Schweißung Sprödbruchgefahr.

5.2 Zusammenfassend

Die Fahrbahnplatte im Verbund mit den Altstahlträgern ist nicht in der Lage, die nach ÖNORM vorgeschriebenen Lasten abzutragen. Die Herstellung einer Verbundwirkung durch Anschweißen von Stahldübeln ist nicht zulässig, da die Schweißfähigkeit nicht nachgewiesen ist und zudem Sprödbruchgefahr bestehen würde.

6 Ständer

Die Ständer übertragen die Lasten aus der Fahrbahnplatte auf die Stahlbögen.

In der Originalstatik wurden die Ständer zwischen dem Bogen und dem Fahrbahn-
längsträger gelenkig berechnet.

Diese Annahme wird im Amtsprojekt übernommen. Tatsächlich sind die Anschlüsse
jedoch elastisch, es entstehen nicht nur Längskräfte sondern auch Momente und Quer-
kräfte.

Es ist nicht verständlich, warum im Amtsprojekt diese Tatsache nicht berücksichtigt wird,
zumal in der Praxis bei vielen ähnlichen Fällen Schäden aufgetreten sind, und auch bei
der gegenständlichen Brücke im Anschlußknoten bereits Nietabplatzungen feststellbar
sind.

Eine vom Verfasser erstellte EDV-Vergleichsberechnung zeigt, daß insbesondere bei den
kürzeren Ständern enorm große Momente auftreten.

Im Amtsprojekt erfolgt lediglich für den längsten Randständer eine Verstärkung durch
Aufschweißung von zwei Flacheisen.

Durch das vorgesehene Aufschweißen von Verstärkungsblechen entstehen sehr große
Schrumpfspannungen, die den Stab in einem nicht mehr definierbaren Zustand versetzt
und auch verbleibende Verformungen hervorruft.

Da zudem für die an der Ermüdungsgrenze befindlichen Ständer durch die Schweißung
eine Versprödung eintritt, ist diese Methode der Verstärkung untauglich.



7 Randbögen

Die Spannungen der Randbögen liegen ohne Korrosionsberücksichtigung lt. Amtsprojekt bei etwa 21 kN/cm².

Es wird daher versucht, durch das Anbringen von Verstärkungsblechen im Obergurtbereich die Spannungen herabzusetzen.

Das Anbringen der Bleche ist zum Zeitpunkt der abgetragenen Fahrbahnplatte vorgesehen.

Eine Anhebung der Bögen auf das Maß bei dem eine Null-Spannung im Stahlquerschnitt auftritt, ist nicht vorgesehen.

D. h. zum Zeitpunkt der Verstärkungsmaßnahmen stehen die Bögen unter Eigengewichtsspannung.

Dieser Zustand wurde in der Ermittlung der Endspannungen nicht berücksichtigt.

Die ohnedies bereits über das zulässige Maß hinaus beanspruchten Bögen erhalten aus der vorhin aufgezeigten Überlagerung eine noch größere unvertretbare Überbeanspruchung.

Im übrigen entspricht die statische Berechnung der Randbögen in keiner Weise den strengsten Anforderungen der ÖNORM B 4600, Teil 2, Pkt. 3.3.4.2 .

7.1 Zusammenfassend

Trotz beabsichtigter Verstärkung der Randbögen sind diese weiterhin über das zulässige Maß hinaus beansprucht.



8 Verbände

Laut Originalstatik ist zwischen den drei Bogenbindern ein sogenannter unterer Windverband eingebaut. Dieser reicht vom Bogenauflager bis zum Drittelpunkt der Brücke. Als oberer Windverband dient die Fahrbahnplatte.

Abgesehen davon, daß die ungünstigsten Horizontalbeanspruchungen nicht aus dem Belastungsfall Wind allein, sondern aus Erdbeben entstehen, ist der Nachweis eines Stabilisierungsverbandes unerlässlich.

Die inneren Kräfte aus der Bogenstabilisierung sind mit den äußeren Kräften aus der Horizontalbeanspruchung zu überlagern. Bei den auftretenden Bogenlängskräften in der Größenordnung von etwa 10.000 kN ist eine "Statik nach Gefühl" nicht möglich.

Aufnahme der Windkräfte.



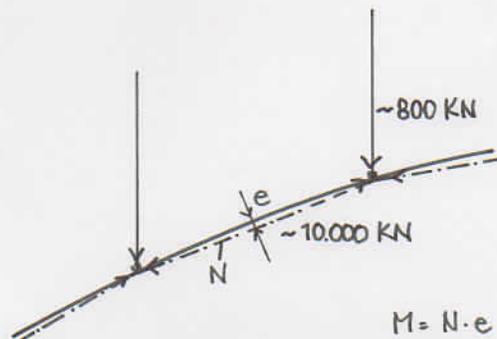
8.1 Zusammenfassend

Die vorhandenen Verbände reichen nicht aus, um die Kräfte aus der Horizontalbeanspruchung und der Bogenstabilisierung aufzunehmen.

Ein statischer Nachweis für die in den Verbänden auftretenden ungünstigsten Beanspruchungen wird nicht geführt.

9 Zusatzspannungen in den Bögen

Beim statischen System der Originalstatik bzw. des Amtsentwurfes sind die Knotenpunkte des Vertikalstabanschlusses an den Bögen untereinander geradlinig verbunden.



Durch die Bogenkrümmung im Feld entstehen durch die Längskräfte zusätzliche Momente.

Diese wurden in der Berechnung jedoch nicht berücksichtigt. Eine Einordnung der Berechnung nach ÖNORM B 4600, Teil 2 Pkt. 3.3.4.2 ist natürlich nicht möglich.



Bogenaufleger überbeansprucht

10 Stabilisierung in Brückenquerrichtung

Für die Ableitung der Horizontalkräfte aus der Fahrbahnplatte ist je Widerlager ein Lager vorgesehen.

Laut Ausschreibung sind Rollenlager für eine Querbeanspruchung von 250 kN angegeben.

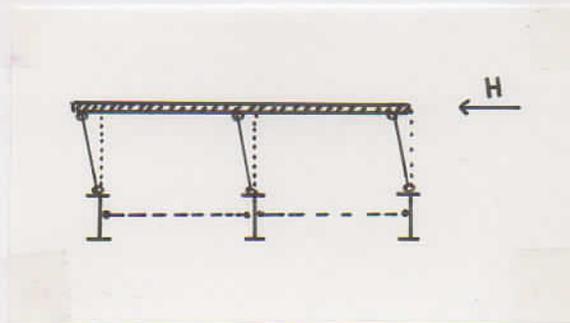
Aufgrund der nach ÖNORM vorgeschriebenen Belastungsannahmen liegt die horizontale Auflagerkraft in der Größenordnung von etwa 800 kN.

Bei einer 1,5-fachen Sicherheit kann man ein Versagen bei ca. 375 kN annehmen.

Bei Nachgeben des Lagers tritt im Tragwerk folgender Zustand ein:

Die Fahrbahnplatte mit den Längsträgern verschiebt sich nach einer Seite. Gleichzeitig bleiben voraussichtlich die gelenkig gelagerten Zweigelenkbogen in ihrer Lage.

Die Ständer, in Verbindung mit den Querträgern, verschieben sich horizontal. In der Folge kommt es zum Versagen der Aufständering.



10.1 Zusammenfassend

Die vorgesehenen Lager zur Ableitung der Horizontalkräfte sind nicht in der Lage, die normgemäßen Lasten zu übertragen. Es kann daher das Tragwerk seitlich wegkippen.

11 Nietverbindungen

Die Bogenbinder, Aufständungen und Querträger bestehen aus genieteten Stahlteilen.

Die in der Originalstatik angesetzten zulässigen Werte für die Lochleibung der Nietanschlüsse betragen 360 N/mm^2 . Nach ÖNORM B 4600, Teil 2 dürfen die Lochleibungsspannungen für vorwiegend ruhende Belastung für St. 44 lediglich mit 335 N/mm^2 angenommen werden.

Einige Stichprobenuntersuchungen zeigen, daß beim Anschluß der Ständer an die Längsträger die zulässigen Spannungen bis zu 42 % überschritten werden. Desgleichen sind die Spannungsüberschreitungen bei den Bogenstößen und Anschlüssen der Querträger vorhanden.

Bei den Querträgeranschlüssen an den Bögen werden nicht ausreichende Nietanschlüsse durch zusätzlich angeschweißte Laschen verstärkt. Dies ist unzulässig!

11.1 Zusammenfassung

Ein Großteil der Nietverbindungen der Bögen, Ständer und Querträger ist überbeansprucht.

Teilweise vorgesehene Verstärkungen der nicht ausreichenden Nietverbindungen durch aufgeschweißte Laschen ist nicht zulässig.



12 Schweißen der Stahlkonstruktion

Lt. Ausschreibung und der beigefügten Knotenausbildungen sind an der bestehenden genieteten Stahlkonstruktion als auch an den Walzprofilen Verstärkungen durch angeschweißte Bleche vorgesehen.

Für die Herstellung einer Verbundkonstruktion sollen weiters 5400 Kopfbolzendübel an Altstahl angeschweißt werden.

Der Verfasser hat auf Grund seiner Erfahrungen mit Altstahl in seinem Wahlenbot eine Verstärkung durch Schweißung ausgeschlossen.

So hat er u. a. bei der statischen Bearbeitung der Sanierung und Verstärkung des Hotels "National" in Moskau umfangreiche Klebe-, Schweiß- und Festigkeitsversuche an Altstahl durchgeführt, und dabei Festigkeitsschwankungen bis zu 67 % festgestellt.

Nach den russischen Vorschriften galt überdies Altstahl als nicht schweißfähig.

Nachdem das Problem der Altstahlschweißung eher selten auftritt, ist es unbedingt notwendig, die bisher gewonnenen Erfahrungen auf diesem Gebiet anzuwenden.

12.1 Sanierung der Neutorbrücke in Ulm

Stahlbau 59 (1990) H 10

M. Fischer, Dortmund

W. Krop, Stuttgart

Auszüge :

Da die Brücke aus altem Flußeisen besteht, war es verboten, die Niete so auszubauen, daß ein wesentlicher Wärmeeintrag auf das angrenzende Material stattfindet und dieses versprödet. Die Niete werden auf zwei verschiedenen Wegen gelöst. Der erste war das Niet-sprengerät. Es ist im Prinzip ein Meißel, der schräg an den Nietkopf angesetzt wird, und durch ein bis zwei Schläge den Nietkopf vom Schacht abzusprengen vermag.

Der andere Weg war, die Niete ohne wesentlichen Wärmeeintrag abzubrennen. Kritische Temperaturen für das Verspröden wären ca. 300 °, diese wurden weitaus nicht erreicht.

12.2 Verbreiterung und Sanierung von Stahlbrücken

Stahlbau 58 (1989) H. 10

F. Tschemmerneegg

H. Passer

O. Neuner, Innsbruck

Auszüge :

12.2.1 Talferbrücke

Ein Projekt sieht eine Aufnietung schweißbarer Lamellen und Verdübelung der neuen Fahrbahnplatte mit Kopfbolzendübel und die Umwandlung einer Stahlbrücke in eine Stahlverbundbrücke vor.

12.2.2 Öztaler - Talbrücke

Wie genauere Materialuntersuchungen gezeigt haben, ist der Stahl an der Oberfläche gut schweißbar, im Kern aber nur bedingt, da dort der Kohlenstoffgehalt hoch ist. Stumpfnähte können daher nicht ausgeführt werden.

12.2.3 Mühlauer Brücke

Da die Stahlqualität der Hauptträger zum Schweißen nicht geeignet ist (hoher C- und S-Gehalt), war es nicht möglich, Verbunddübel direkt auf die Obergurte aufzuschweißen.

12.3 Sanierung einer Stahlbrücke

Bautenschutz - Bausanierung / 11. Jahrgang
Dipl.-Ing. Helmut Bruckner

Auszug :

Wegen der fehlenden Schweißbarkeit wurden die Anlaschungen nicht genietet, sondern mit HV-Schrauben (DIN 6914-18) mit den bestehenden Vertikal- und Diagonalstäben verbunden. Dies hatte den Vorteil, daß die weiteren Verbindungen nunmehr schweißbar waren.

12.4 Altstahl im Bauwesen

Schweißen und Schneiden 37 (1985) Heft 1
Prof. Dr. Ing. Mang,
Dipl.-Ing. Gerhard Steidl,
Dipl.-Ing. Ömer Bucak, Karlsruhe

Auszüge :

Für Flußstahl von 1900 bis 1955 wurde nach eingehenden Untersuchungen gelegentlich ausreichende Schweißbeignung für bestimmte Anwendungsfälle gefunden. In vielen Fällen scheidet die Feststellung ausreichender Schweißbeignung an der begrenzten Möglichkeit, genügend viele und große Proben aus den zu beurteilenden Bauwerken zu entnehmen. Schweißarbeiten an solchen Bauwerken und Stählen bergen stets große Risiken, die

nur durch eingehende Untersuchungen ausgeschlossen werden können. Auch untergeordnete Schweißarbeiten wie Heftstellen oder später wieder zu entfernende Hilfsschweißungen, zur Einleitung von Kräften im Zuge von Umbau-, Sanierungs- oder Abbruchsarbeiten, können diese Stähle unzulässig beeinflussen (verspröden).

Jede Wärmeeinwirkung auf Puddel- und Flußstähle wie Hilfsschweißnähte oder Zündstellen, aber auch örtliche Erwärmungen durch Brände beeinflussen die Eigenschaften (Versprödung) mehr als bei den heutigen Stählen zu erwarten ist.

Die temperaturabhängige Versprödung bei niedrigen Temperaturen, insbesondere der Flußstähle vor 1955, ist ausgeprägter als bei den zur Zeit üblichen vergleichbaren Stählen.

Bei der Beurteilung von Stählen aus dem Zeitraum nach 1936 wird auf die klassischen Sprödbruchschäden in Verbindung mit dem Schweißen verwiesen, wie sie im stählernen Eisenbahn- und Autobahnbrücken aufgetreten sind.

12.5 Altern des Stahls

Taschenbuch für Bauingenieure, Schleicher

Mit dem Altern faßt man alle Veränderungen der Eigenschaften zusammen, die sich im Laufe der Zeit, u. zw. ohne äußere Einwirkung, von selbst einstellen.

Das Reckaltern kann nach bleibender Kaltverformung beobachtet werden.

Der Vorgang des Alterns wird auf wenige Stunden oder nur Minuten zusammengedrängt, wenn man den Stahl auf etwa 300° erwärmt.

12.6 Technische Universität Wien, Institut für Stahlbau

o.Univ. Prof. Dr. G. Ramberger
Schreiben vom 7.9.1993

Auszug :

Falls die bestehende Konstruktion genietet ist, weise ich besonders darauf hin, daß an der bestehenden Konstruktion nicht geschweißt werden darf, auch nicht für die Befestigungen von untergeordneten Hilfsmaßnahmen.

12.7 Ordinarius für Stahlbau und Holzbau an der Universität Innsbruck

o. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. F. Tschemmernegg
Schreiben vom 22.9.1993

Auszug :

Zu Ihrer Frage ob an eine 55-jährige genietete Stahlbogenbrücke Laschen angeschweißt werden können, möchte ich mitteilen, daß davon dringend abzuraten ist. Die alten Nietstähle sind nicht oder nur bedingt schweißbar. Es geht nicht nur um die Zusatzspannungen, die durch das Anschweißen entstehen, sondern auch um die starke Herabsetzung der Ermüdungsfestigkeit. Manche Nietstähle sind zwar bedingt schweißbar, jedoch ist dies nach eingehender Untersuchung einer entsprechenden Materialprüfanstalt zu empfehlen (Elektroden, Vorwärmen etc.)

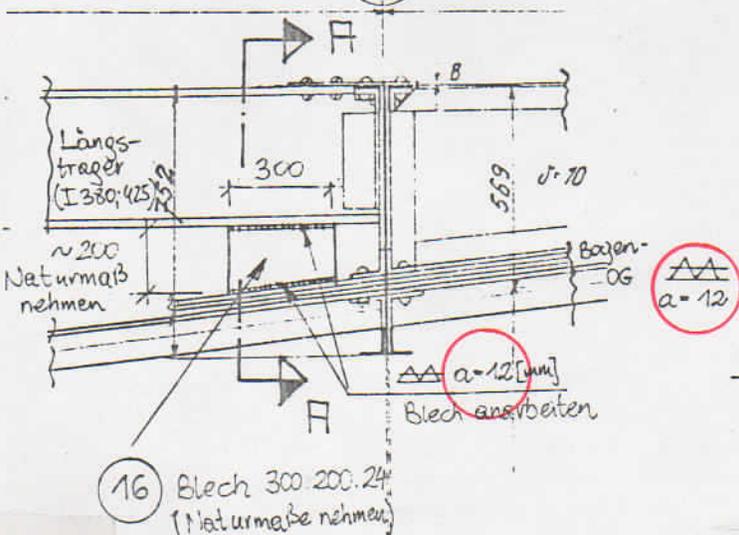
12.8 Schweißungen am bestehenden Tragwerk

Im Amtsprojekt sind u. a. die in den Detailskizzen dargestellten Schweißungen vorgesehen.

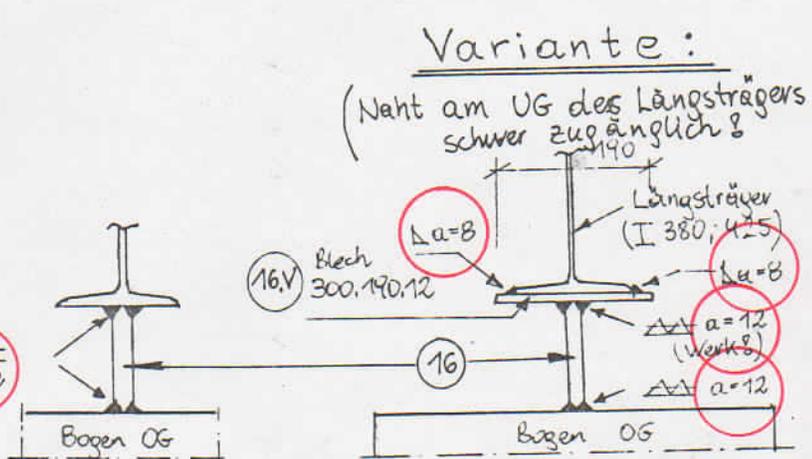
Verstärkung Längsträger-Anschluß bei QT-Achse 6 - Mittel- u. Randbögen -

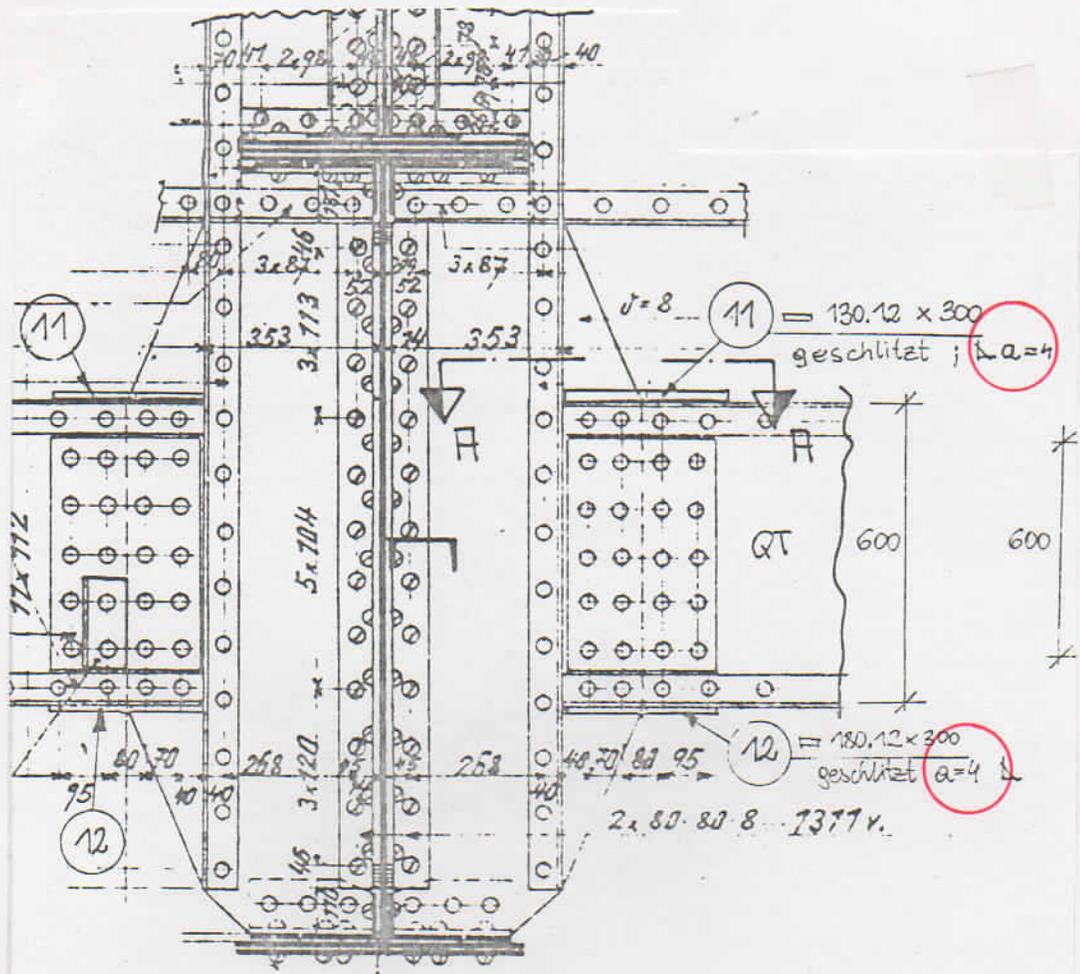
Ansicht:
(M~1:21)

QT-Achse **6**



Schnitt A-A
(M=1:10)

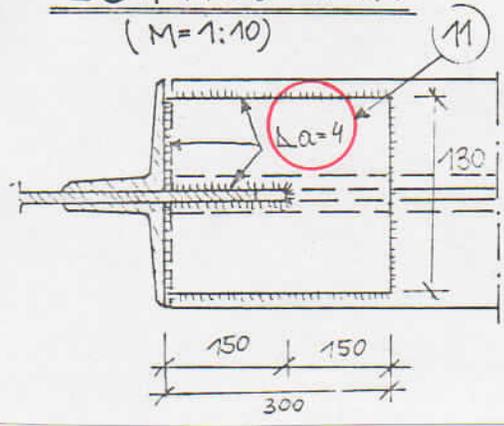


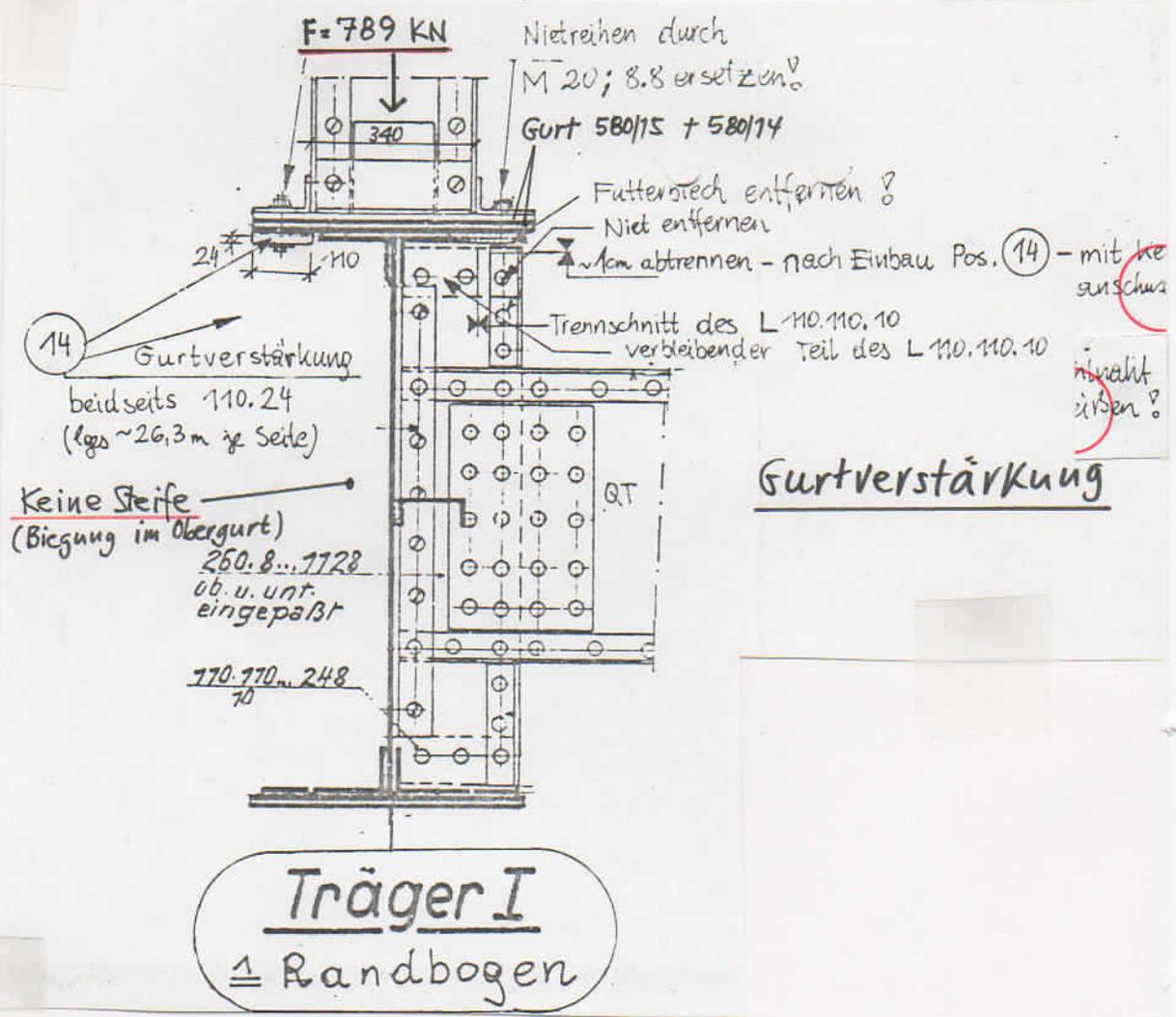


Verstärkung
Querträgeranschlüsse

Hauptträger II
≅ Bogen B

Schnitt A-A:
(M=1:10)





$F = 789 \text{ kN}$

Nietreihen durch
 M 20; 8.8 ersetzen
 Gurt 580/15 + 580/14

Futtersteck entfernen?
 Niet entfernen

1cm abtrennen - nach Einbau Pos. (14) - mit Keinschluss

Trennschnitt des L 110.110.10
 verbleibender Teil des L 110.110.10

(14) Gurtverstärkung
 beidseits 110.24
 (Lsgs ~26.3m je Seite)

Keine Steife
 (Biegung im Obergurt)
 250.8...1128
 ob. u. untr.
 eingepaßt

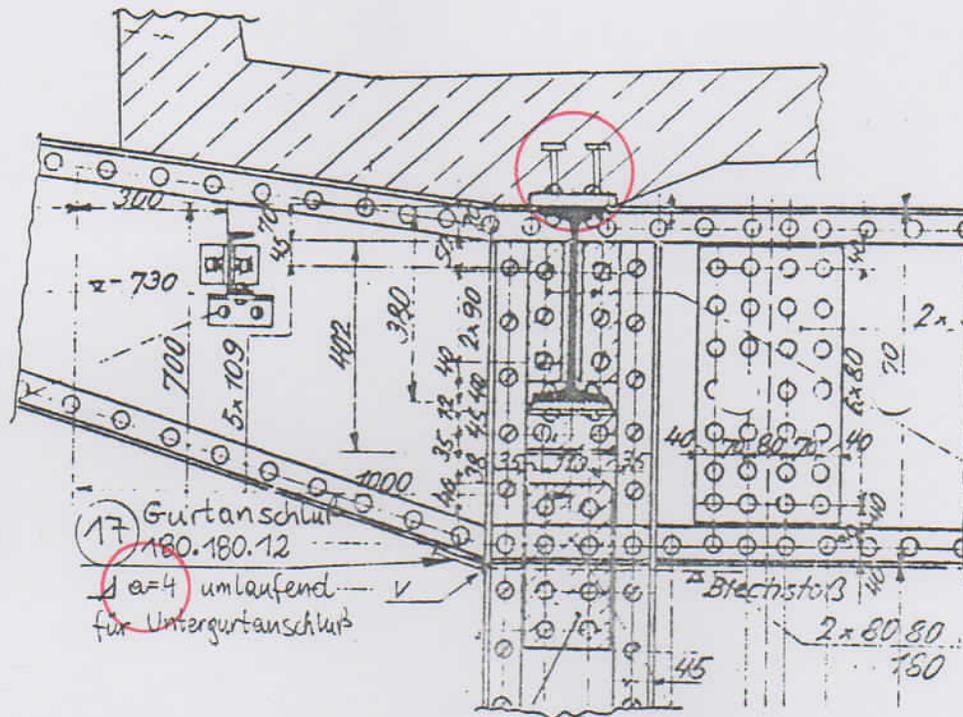
170.170...248
 70

Gurtverstärkung

invalit
 züßen?

Träger I
 ± Randbogen

• Anschluß der Untergurte aller
QT-Kragarme an den Ständern
 (M=1; 15)



12.9 Zusammenfassend

Grundvoraussetzung für die Zulässigkeit einer Schweißbeignung wären genügend viele und große Proben aus dem vorhandenen Tragwerk.

Ein Herausschneiden oder Herauslösen von entsprechenden Stahlstücken würde unweigerlich zu einer unkontrollierbaren Traglastminderung führen.

Bei jeder Schweißarbeit an der tragenden Stahlkonstruktion - egal ob Proben entnommen werden oder nicht - muß bei den für die Brücke anzusetzenden Belastungsannahmen mit dem vorzeitigen Einsturz gerechnet werden.

13 Ermüdungsfestigkeitsnachweis und Lebensdauer

Um die Lebensdauer einer genieteten Stahlbrücke zu ermitteln, muß die Ermüdungsbeanspruchung und die Ermüdungsfestigkeit des Stahls samt Verbindungen bekannt sein.

Im Amtsprojekt wird auf diese Probleme nicht eingegangen.

Die Stahlbogenbrücke ist bisher etwa 55 Jahre im Betrieb, und wird zurzeit täglich mit etwa 27.000 Fahrzeugen befahren. Vor Errichtung der Autobahn ging der meiste Schwerverkehr in N-S-Richtung über diese Brücke.

Obwohl derzeit die Verkehrsbeschränkung auf 12 to festgelegt ist, wird sie von Schwerverfahrzeugen bis zu 25 to beansprucht.

Die Bogenkonstruktion befindet sich nahezu ununterbrochen in Schwingbewegung.

Da die Ermüdungsbeanspruchung im Bauwesen und insbesondere für alte genietete Stahlkonstruktionen ein eher seltenes Kapitel darstellt, ist man neben der Theorie auch insbesondere auf bisher gewonnene Erkenntnisse angewiesen.

H. Beer in seinen Betrachtungen zur Bauwerkssicherheit u. a.: Die Hauptschwierigkeit liegt vielmehr in der Sammlung von statistischen Daten für alle die Sicherheit beeinflussenden Faktoren.

Nachstehend werden Literaturhinweise angeführt.

13.1.1 Das Ermüdungsverhalten genieteter Brückenbauteile

Stahlbau 56. Jahrgang, Heft 1
E. Brühwiler und M.A. Hirt, Lausanne

Auszüge :

Die während der Nutzung auftretenden Ermüdungslasten können eine Schädigung des Materials der Brücken bewirken. Die Schadensakkumulation der einzelnen Brückenbauteile muß ermittelt werden, damit eine Aussage über die Restlebensdauer gemacht werden kann.

Folgende Schlüsse können aus den Untersuchungen und dem Vergleich mit Resultaten aus der Literatur gezogen werden :

Die Berechnung der Restlebensdauer genietet Bauteile kann die Ermüdungskategorie EKS 71 als konservative Zeitfestigkeit verwendet werden. Die Spannungsdifferenz sollte anhand der üblichen baustatischen Methoden am Nettoquerschnitt berechnet werden.

Die Dauerfestigkeit genietet Bauteile aus Schweißbeisen liegt bei 70 N/mm². Liegen alle Spannungsdifferenzen unterhalb dieses Wertes, dann dürfte kein Ermüdungsschaden auftreten. Treten jedoch einzelne Spannungsdifferenzen im Belastungsspektrum auf, die oberhalb des Wertes liegen, dann sollte die Schadensakkumulation mit der Ermüdungskategorie EKS 71 bestimmt werden.

13.1.2 Verbreiterung und Sanierung von Stahlbrücken

Stahlbau 58 (1989), Heft 10
F. Tschemmernegg
H. Passer
O. Neuner, Innsbruck

Auszüge :

Bei den Verbreiterungen geht es um die einfache Anpassung der Konstruktion an die gänderten Nutzungsbedingungen unter weitgehender Erhaltung des Bestandes.

Es gilt daher, wenn möglich, ohne "statische Verstärkungen" auszukommen, da das Anschweißen oder Anschrauben von Verstärkungen im Hinblick auf die Ermüdungsfestigkeit meistens größere Abminderungen ergibt, als man an statischer Tragfähigkeit gewinnt.

13.1.3 Sanierung der Neutorbrücke in Ulm

Stahlbau 59 (1990), Heft 10
M. Fischer, Dortmund
W. Krop, Stuttgart

Auszüge :

Die 80-jährige Brücke hatte schon viele Lastwechsel ertragen müssen, und so war zu klären, ob diese auch zukünftig noch lange ertragen werden können.

Außer der Feststellung der äußerlichen Schäden war auch die Frage zu stellen, ob die Restnutzungsdauer der Stahlkonstruktion eine Sanierung rechtfertigt. Bestand etwa die Möglichkeit von Dauerbrüchen in kurzer Zeit?

13.1.4 100 Jahre Forthbrücke

Bauingenieur 66 (1991)
W. Lorenz, Berlin

Auszüge :

Zur Dauerfestigkeit macht die Aufsichtsbehörde keine Vorgaben.
Fowler und Baker reduzierten die Spannungen in wechselbeanspruchten Baugliedern von sich aus bis zu 52 N/mm^2 .

13.1.5 Ermüdung von Brückenbauwerken - jüngste Forschungen in Japan

Bauingenieur 65 (1990)
F. Nather, München

Auszüge :

Vor kurzem ist über zahlreiche Ermüdungsschäden in größeren japanischen Straßenbrücken berichtet worden.

Diese Probleme sind in Japan relativ neu, weshalb man diesen bisher kaum Beachtung geschenkt hat. Da man in naher Zukunft ein starkes Anwachsen der Ermüdungsbrüche erwartet, hat man mit einer systematischen Erforschung aller mit der Ermüdung zusammenhängenden Fragen bei Eisenbahn- und Straßenbrücken begonnen.

Kentaro YAMADA
Professor
Nagoya University
Nagoya, Japan

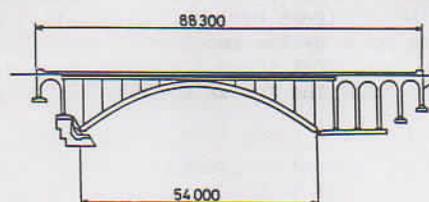


Fig.5 Bridge E: Deck type arch bridge

5) Bridge E: It is a two-hinge deck type arch bridge built in 1964. The arch has 54 m span and the width of roadway is 9.9 m, as shown in Fig.5. The bridge is subjected to about 80,000 vehicles every day, and 26 percent of them are trucks. The bridge is also subjected to severe traffic condition. Fatigue cracks were found in stringers of floor system and vertical members of arch. The cracks of the stringers were repaired and the cracked parts were stiffened. Further repair and strengthening of the arch and replacement of concrete slab into orthotropic steel deck are underway.

13.1.6 Ermüdungsrisse in amerikanischen Stahlbrücken

Bauingenieur 64 (1989)
F. Nather, München

Auszüge :

Seit Anfang der sechziger Jahre werden in wachsendem Umfang Ermüdungsschäden in amerikanischen Stahlbrücken bekannt.
Drei Veröffentlichungen aus jüngster Zeit behandeln Ermüdungsrisse, welche als Folge von Zwangsbeanspruchungen auftreten.

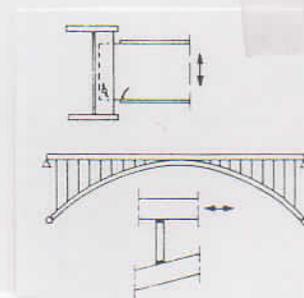
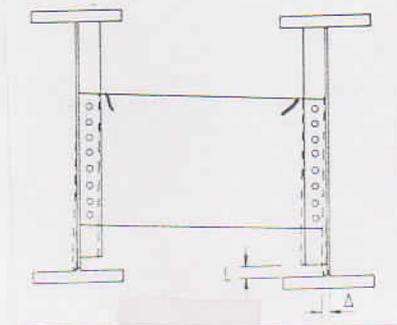


Bild 2. Typische Ermüdungsrisse an Straßenbrücken beobachtet



13.1.7 Ohara Brücke Fatigue Crack Repair (Japan)

IABSE STRUCTURES C-47/88
Shoji Miyazaki

Das System und die Spannweiten sind fast ähnlich der Villacher Draubrücke, die Stichtiefe ist jedoch doppelt so groß.

Risse sind an den Ständeranschlüssen, sowohl oben als auch unten, aufgetreten.

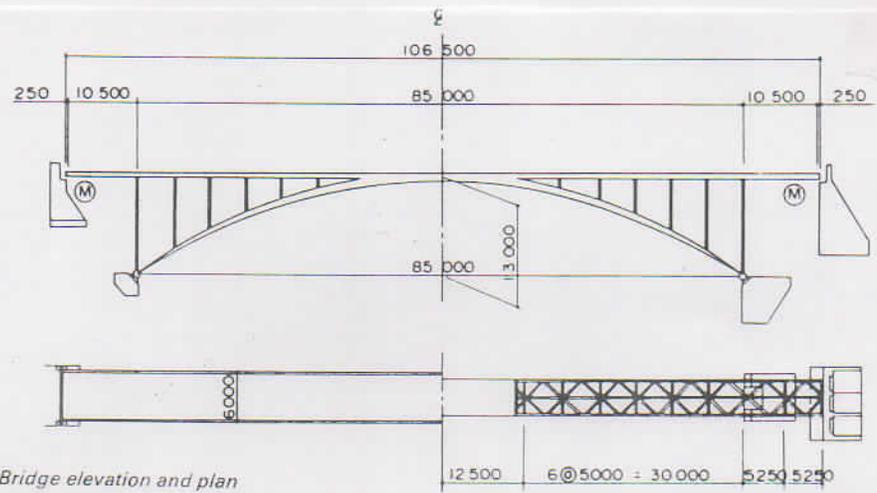


Fig. 1 Bridge elevation and plan

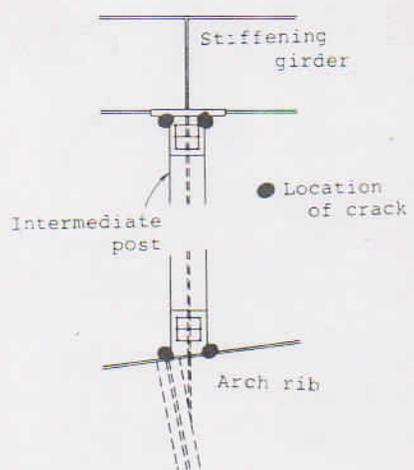


Fig. 2 Location of crack

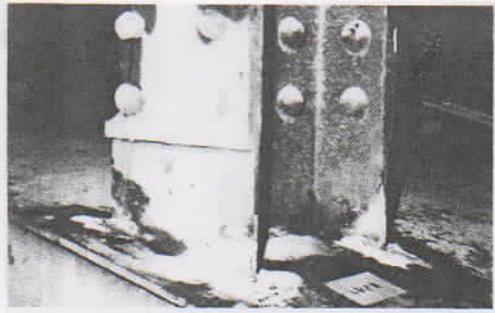


Fig. 3 Crack at gusset

13.1.8 Zur Verwendung der Dauerfestigkeit als Schädigungskriterium bei Betriebsfestigkeitsuntersuchungen

Bauingenieur 68 (1993) 435-439
S. Koczyk, Magdeburg

Auszüge :

Wechselnde Belastung mit Spannungsamplituden, größer als die Dauerfestigkeit, führt zur Schädigung des Materials und zu einer Abnahme des Anfangswertes seiner Dauerfestigkeit.

Diese Verminderung der Dauerfestigkeit mit zunehmender Schädigung bildet die Grundlage des vorgestellten Verfahrens zur Bestimmung der Lebensdauer eines Bauteils.

Da bei jedem Schwingenspiel der Bezug auf den aktuellen Wert der Dauerfestigkeit (Momenten-Dauerfestigkeit) erfolgt, kann der Einfluß der Reihenfolge der Schwingenspiele unterschiedlicher Amplitude und Mittelspannung direkt ermittelt werden.

13.1.9 Das Ermüdungsverhalten einer Eisenbahnbrücke

Bauingenieur 58 (1983), 243-249
M. Gottier
M.A. Hirt, Lausanne

Auszüge :

Um das Ermüdungsverhalten eines Bauwerkes untersuchen zu können, müssen einerseits die ermüdungskritischen Stellen genau bestimmt werden und andererseits deren Ermüdungsfestigkeit bekannt sein. Zusätzlich ist es erforderlich, die auf das Bauwerk einwirkenden Lasten und die in den kritischen Elementen daraus resultierenden Spannungen sowie deren Auftretenshäufigkeit zu kennen.

Zudem müssen die zur Bestimmung des Ermüdungsverhaltens notwendigen Hypothesen und Methoden so festgelegt werden, daß ein möglichst nahes Modell gebildet werden kann.

13.1.10 IABSE Workshop Lausanne 1990

13.1.10.1 Lastenmodelle zur Untersuchung der Ermüdung von Stahlbrücken

F. Moses, USA

Beispiel, wie ein Lastenmodell zur Untersuchung von Ermüdungsproblemen angewendet werden kann.

13.1.10.2 Restlebensdauer einer Reihe von Eisenbahnbrücken

P. Grundy, G. Chitty, AUSTRALIA

Bei Abschätzung der Ermüdungsschäden nimmt die Unsicherheit beim Kraftfluß mit dem Grad der statischen Unbestimmtheit zu.

13.1.10.3 Verbleibende Ermüdungsfestigkeit korrodierter Stahlträger

P. Albrecht, C. Chabshab, W. Li, W. Wright, USA

Methode zur Bestimmung der verbleibenden Ermüdungsfestigkeit korrodierter Träger.

13.1.10.4 Bruchzeitigkeit und Bruchverhalten von Material alter Schweißisen-Brücken

H. Schindler, U. Morf, SWITZERLAND

In alten Brücken kann das Vorhandensein von Ermüdungsrissen oder scharfkantigen Kerben selten ausgeschlossen werden.

13.1.10.5 Anforderungen an die Zähigkeit älterer Konstruktionsstähle

K. Erikson, SWEDEN

In schwedischen 25 bis 100 Jahre alten Eisenbahnbrücken zeigt sich, daß die damals verwendeten Stähle die in den aktuellen Normen festgehaltenen Mindestanforderungen nicht zu erfüllen vermögen.

13.1.10.6 Rißwachstums-Versuche zur Schätzung der Restlebensdauer alter Stahlbrücken

K. Brandes, GEMANY

Ein Verfahren, bei dem die Ermüdungsfestigkeit des Materials geschätzt werden kann.

13.1.10.7 Betriebsspannungsmessungen und Lebensdauerberechnungen von Brücken

K. Yamada, JAPAN

Größte Ermüdungsrisse treten in untergeordneten Elementen auf.
In einer 1964 erbauten Brücke traten Risse im Anschluß Ständer-Bogen auf.

13.1.10.8 Entdeckung von Ermüdungsrissen und Reparaturen an Stahlbrücken

J. Fischer, C. Menzemer, B. Yen, USA

Zwei Schadensbeispiele werden vorgestellt. Eines stammt von einer Hochstraße bei der an den Verbindungsstellen der Querträger mit den Stützen und an den Enden der Längsträger Risse aufgetreten sind. Das zweite Beispiel behandelt die in den Ständern einer genieteten Fachwerksbrücke aufgetretenen Risse.

13.1.10.9 Ermüdungsfestigkeit von Straßenbrücken

F. Tschemmerneegg, AUSTRIA

Es wird gezeigt, wie aus Schadensfällen entsprechende Betriebslastfaktoren abgeleitet werden können.

13.1.10.10 Methode zur Bestimmung der verbleibenden Sicherheit von bestehenden Brücken

W. Dahl, O. Schumann, G. Sedlacek, GERMANY

Methode zur Abschätzung der Sicherheit alter Stahlbrücken.

13.1.10.11 Lebensdauererlängerung von Stahlbrücken der Tomei-Schnellstraße

C. Miki, S. Ohkawa, H. Takenouchi, N. Masuda, JAPAN

Einige Stahlbrücken der Tomei-Schnellstraße erlitten verformungsinduzierte Ermüdungsrisse.

13.2 Differenzspannungen im bestehenden Tragwerk

Vorwiegend maßgebend für die Berechnung der Ermüdungsfestigkeit und Lebensdauer ist die Lastwechselzahl und die Spannungsdifferenz

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}.$$

Beim gegenständlichen Bauwerk liegt die Differenzspannung lt. Originalstatik für den Bogen bei 130 N/mm² für den Bruttoquerschnitt. Die Differenzspannung, berechnet für den Nettoquerschnitt und der künftigen größeren Belastung, liegt um einiges höher. Das gleiche gilt für Ständer, Quer- und Längsträger sowie für die Nietverbindungen.

13.3 Zusammenfassend

Die Vernachlässigung des Ermüdungsfestigkeitsnachweises ist sowohl aus wirtschaftlicher Sicht als auch von der Standsicherheit betrachtet nicht möglich.

Unerlässlich ist die Erstellung eines Ermüdungsfestigkeitsnachweises für die Einschätzung der Restlebensdauer.

14. Gestaltung der Brücke

Die Villacher Draubrücke ist eines der wenigen wichtigen Baudenkmäler, die der Ingenieurbau in Kärnten vorzuweisen hat.

Die sehenswerte Stahlkonstruktion wird leider durch viele Versorgungsleitungen sehr negativ beeinträchtigt.

Im Projekt des Amtes der Kärntner Landesregierung wird auf die äußere Gestaltung der Brücke kein Wert gelegt.

Im Gegenteil, es wird sogar eine Verschlechterung des derzeitigen Zustandes angestrebt.

Anstelle des massiven Gehsteiges ist ein industriemäßiger Blech-Rad-Gehweg vorgesehen. Die Fahrbahnränder, die in Zukunft durch 70 cm hohe Sichtbetonwände begrenzt werden sollen, werden eher an eine Bobbahn erinnern, als an eine städtische Verkehrsverbindung.

Gerade in einer Zeit, in der der Umweltgedanke eine bedeutende Rolle spielt, müßte man vor allem von einem Amtsprojekt erwarten, daß es Rücksicht auf die Umwelt nimmt.

Die Gestaltung des Umfeldes eines stark frequentierten Stadtbereiches ist schließlich ein Bestandteil des Umweltgedankens.

15. Schlußbetrachtung

Durch viele Jahre der Bewährung eines Stahlbauwerkes wird der Nachweis ausreichender Nutzungs- und Tragsicherheit oft als erbracht angesehen. Das gilt aber nur dann, wenn sichergestellt ist, daß keine unzulässigen Änderungen durch Korrosionseinwirkungen am Bauwerk aufgetreten sind und Ermüdungseffekte im Sinne der Dauer- bzw. Betriebsfestigkeit ausgeschlossen werden können. Bei Nutzungsänderungen oder Instandsetzungsarbeiten müssen unter Einbeziehung der Gesichtspunkte der Tragmechanismen der Gesamtbauwerke, der Bauglieder und der Verbindungselemente neu überdacht werden. (Schweißen und Schneiden 37, Heft 1, Mang, Steidl und Bucak)

Im Kommentar der vorliegenden Mappe sind nur die wesentlichen Mängel am Projekt des Amtes der Kärntner Landesregierung angeführt. Diese alleine sind jedoch so gravierend, daß eine Realisierung des Projektes in der vorgesehenen Art nicht möglich ist.

Das Projekt nimmt nicht auf die Gestaltung, Restlebensdauer und Wirtschaftlichkeit Rücksicht, und ist bei weitem nicht auf dem neuesten Stand der Technik.

Durch die vielen Unsicherheitsfaktoren im Zusammenwirken mit den vorgesehenen Schweißarbeiten ist die Tragsicherheit nicht gewährleistet, ein vorzeitiges Versagen der Konstruktion ist vorauszusehen.

Es sei ein Zitat des Staatsanwaltes anläßlich des Koblenzer Brückeneinsturzes angeführt:

Aus dem Koblenzer Unglück wird der Brückenbau in der gesamten Welt Lehren ziehen müssen, denn aus der Sicht des Forschers stellt der Einsturz gewissermaßen einen Großversuch im Originalmaßstab dar.

Der Verfasser ist jenen Kollegen zu Dank verpflichtet, die durch Auskünfte zu vorliegendem Bericht und bei Beurteilungen zum Wahlprojekt mitgewirkt haben.

Stahlgüte, Schweißung, Erhöhungsfall

o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. G. Ramberger
Technische Universität Wien, Institut für Stahlbau

Schweißung, Ermüdung

o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. F. Tschemmernegg
Technische Universität Innsbruck, Ordinarius für Stahlbau und Holzbau

Erdbebenlasten

Univ.-Prof. Dr. P. Steinhauser
Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik, Wien

Beurteilung Wahlprojekt Aichholzer

em.Univ.-Prof. Dr. Ing. G. Knittel
Technische Universität München, Baustatik

Univ.-Prof. Dr. Ing. H. Kreuzinger
Technische Universität München, Tragwerksbau

Prof. Dipl.-Ing. B. Tokarz
Technische Universität Stuttgart, Tragwerkslehre