

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 84 (1966)
Heft: 1

Artikel: Die Autobahnbrücke über die Saane bei Freiburg
Autor: Dubas, Pierre / Hauri, Hans
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-68801>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 01.03.2026

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

Die Autobahnbrücke über die Saane bei Freiburg

Von Pierre Dubas, dipl. Bauing., und Hans Hauri, dipl. Bauing., Professoren an der ETH, Zürich

DK 624.21:625.711.1

I. Allgemeines

1. Einleitung

Allgemeiner Überblick

Die Nationalstrasse N12 Bern–Vevey umfährt die Stadt Freiburg im Norden. Das dort angetroffene Gelände ist mässig bewegt, wird aber jäh vom cañonartigen, etwa 60 m tief in die Molasse eingegrabenen Tal der Saane entzweigeschnitten (Bild 1). Die Talhänge sind steil – zum Teil handelt es sich um lotrechte Molassewände – wogegen die rd. 200 m breite Talsohle, abgesehen vom eigentlichen Flussbett, praktisch waagrecht verläuft (Bild 2).

Diesen Verhältnissen Rechnung tragend, nahm das Autobahnbüro des Kantons Frei-

¹⁾ Siehe J.-P. Nidegger: Le pont sur la Sarine, premier ouvrage fribourgeois de la N12, «Etudes routières», Edition suisse, octobre 1964.

²⁾ Als Vergleich sei angeführt, dass der etwa 1,2 km flussaufwärts liegende Grandfey-Viadukt der Eisenbahnlinie Freiburg–Bern eine Länge von 334 m aufweist, die Autobahnbrücke dagegen nur eine solche von 277,50 m (oder, die beiden Widerlager mitgerechnet, 382,70 m gegenüber 315,70 m). Allerdings liegt die Eisenbahnbrücke höher über dem Fluss.

burg bei der Trassewahl auf eine günstige Brückenlage Rücksicht¹⁾, insbesondere was eine minimale Bauwerkslänge²⁾, eine ungefähr gleiche Geländehöhe an beiden Widerlagern und geeignete Installations- und Montageplätze anbelangt. Wie aus Bild 3 ersichtlich, steht das linke Widerlager auf einem Felsvorsprung, der einst von der Burg Englisberg gekrönt war, deren Ruinen leider abgetragen werden mussten. Am anderen Ufer endet die Brücke neben dem Eingang zu den romantischen Höhlen der Einsiedelei St. Magdalena. Da auf dieser Seite die Geländebruchlinie oberhalb des Steilhanges besonders ausgeprägt ist, konnte das anschliessende Plateau ohne grosse Kosten für die Installationen der Tiefbauunternehmung und den Zusammenbau der Stahlträger hergerichtet werden.

Ursprünglich war die N12 als Nationalstrasse 2. Klasse vorgesehen, das heisst mit einer einzigen, zweispurigen Fahrbahn. Da aber auch auf dieser Strecke mit einer starken Verkehrszunahme gerechnet werden muss, wird früher oder später ein Ausbau auf zwei getrennte doppelspurige Fahrbahnen erfolgen, sodass dieses Endstadium von Anfang an berücksichtigt wurde.

Im Bereich des Bauwerkes hat das Autobahntrasse eine konstante Längsneigung

von 0,98 ‰ und liegt in einer Geraden, was eine einfache und wirtschaftliche Ausführung der Brücke ermöglichte.

Im Projekt war dem Umstand Rechnung zu tragen, dass nach Fertigstellung der Staumauer von Schiffenen, im Sommer 1963, das Saanetal unterhalb Freiburg in einen Stausee verwandelt wurde und dass der Wasserspiegel an der Brückenstelle um rd. 14 m stieg. Das Bauprogramm sah deshalb die Erstellung der Pfeiler vor dem Aufstau vor, wogegen die Ausführung des Überbaues aus Zeitgründen über dem Stausee vor sich zu gehen hatte, was gewisse Beschränkungen für allfällige Lehrgerüste nach sich zog.

Belastungsannahmen

Massgebend war die S.I.A.-Norm Nr. 160, Art. 9, mit der für Autobahnbrücken gültigen Sonderregelung, dass die 45-t-Lastgruppe über der ganzen Breite der Fahrbahn verkehren kann.

2. Entwürfe

Auf Einladung der Baudirektion des Kantons Freiburg reichten Anfang 1962 sieben Ingenieurbüros (worunter zwei Büros von Stahlbauunternehmen) Entwürfe für die Brücke ein, die von einem Expertengericht sowohl von der technischen als auch von der wirt-

Bild 1. Flugbild des Saanetales unterhalb Freiburg. In Bildmitte rechts der Grandfey-Viadukt der Eisenbahnlinie Freiburg–Bern, links die neue Autobahnbrücke bei der Montage. Auf dem rechten Ufer ist der Installationsplatz sichtbar



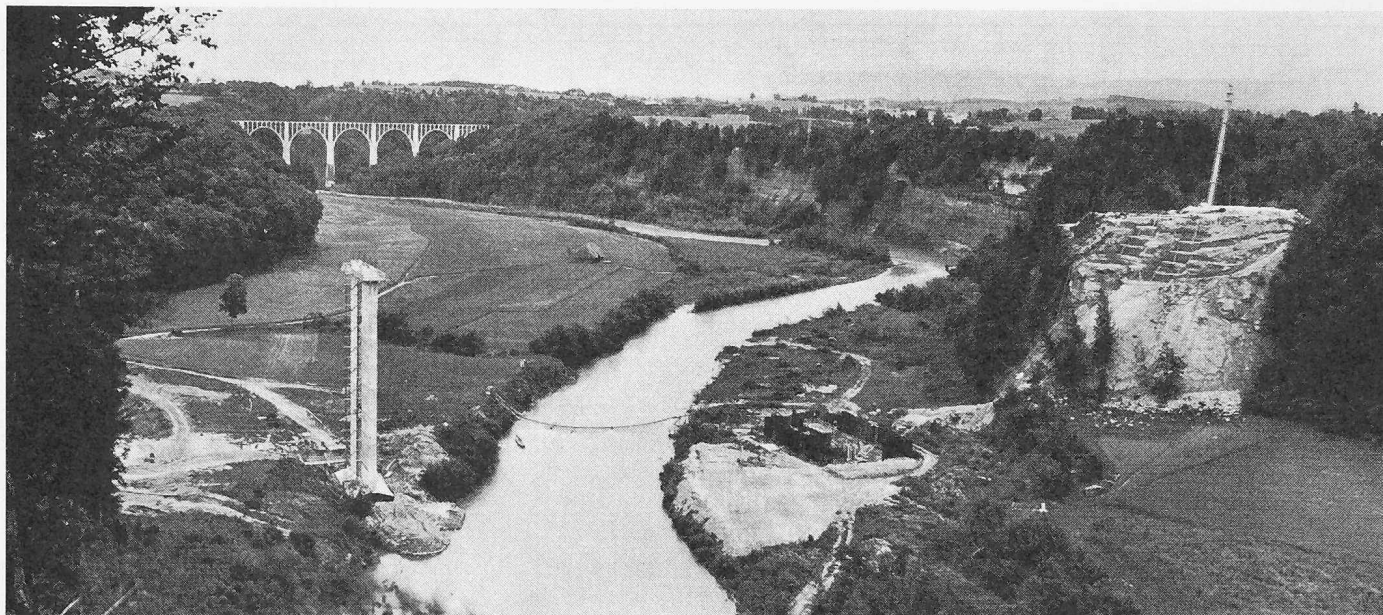


Bild 2. Die Baustelle flussaufwärts gesehen, während der Erstellung der Pfeiler und Widerlager. Die Saane ist noch nicht aufgestaut

schaftlichen Seite geprüft wurden. Neben einer Bogenbrücke (mit zwei Öffnungen) wurden Durchlaufträger verschiedener Spannweiten aus Spannbeton oder in Verbundbauweise vorgeschlagen. Als wirtschaftlichste Lösung erwies sich eine Verbundbrücke mit nur drei Öffnungen und vorkragenden Widerlagern. An nächster Stelle folgte eine Spannbetonbrücke mit vier Öffnungen.

Da der erste Entwurf auch programmässig von Vorteil war – mussten doch vor dem Aufstau nur zwei Pfeiler erstellt werden – wurde er mit geringfügigen Änderungen zur Ausführung bestimmt.

II. Stahlkonstruktion

1. Beschreibung des Stahlüberbaues

Allgemeines

Aus den in der Einleitung erwähnten Gründen musste für jede Fahrbahn ein getrennter Überbau vorgesehen werden, wobei vorläufig nur der unterwasserseitige ausgeführt worden ist. Mit den Stützweiten von 85,50 m + 106,50 m + 85,50 m ergibt sich eine Länge von 277,50 m (Bild 4).

Die beiden stählernen Hauptträger in 5,90 m Abstand sind mit der vorfabrizierten, 24 cm starken Fahrbahnplatte schubfest verbunden. Zusammen mit dem unteren Horizontalverband entsteht somit ein torsionssteifes Verbundtragwerk (Bild 5).

Konstruktive Ausbildung der Hauptträger

Beide Hauptträger sind gleich ausgebildet; der durch die Querneigung von 2% bedingte Höhenunterschied wird durch eine Aufstellung der Plattenelemente ausgeglichen. Die geschweissten, einwandigen Blechträger bestehen je aus zwei Gurtplatten, deren Breite und Stärke den Beanspruchungen angepasst sind, und einem ausgesteiften Stehblech. Die Materialverteilung ist aus Bild 6 ersichtlich. Es sei dabei erwähnt, dass die Gesamthöhe der Träger mit 4212 mm konstant bleibt, nicht wie üblich die Stehblechhöhe. Im Obergurt ist dies bedingt durch die vorfabrizierten Fahrbahnplatten, im Untergurt durch das Montageverfahren mit Einschieben (ebene Rollenbahn).

Die Nähte zwischen Stehblech und Gurtplatten sind als K-Nähte, die senkrechten und waagrechten Stehblechnähte als X-Nähte und die Gurtplattenstöße als X- oder V-Nähte ausgebildet. Beim Übergang von einer dünneren auf eine dickere Gurtplatte wurde letztere mit einer Neigung von 1:40 schräg abgearbeitet, um eine plötzliche Querschnittsänderung mit grossen örtlichen Schubspannungen zu vermeiden.

Da die Stehbleche relativ dünn sind (min. 10 mm, bei mehr als 4 m Höhe) mussten sie sorgfältig ausgesteift werden (Bild 7). Durch alle 10,7 m angebrachte vertikale Hauptsteifen, die praktisch eine starre Auflagerung bewirken, werden Plattenfelder gebildet, welche vier zum tragenden Querschnitt gehörende Längssteifen und zwei vertikale Zwischensteifen enthalten. Die Längssteifen sind als trapezförmige Hohlrippen mit grosser Biege- und Torsionssteifigkeit ausgebildet, die vertikalen Zwischensteifen sind einfache Flachstähle. Um Quernähte bei den auf Zug beanspruchten Gurtplatten zu vermeiden, sind die vertikalen Haupt- und Zwischensteifen nach einem Vorschlag von Prof.

F. Stüssi³⁾ mit Dreieckblechen versehen, die mit einer Längsnaht an der Gurtplatte befestigt sind. Die entsprechende Ausbildung bei den Windverbandspfosten zeigt Bild 5. Sämtliche Steifen liegen auf der Innenseite der Stehbleche.

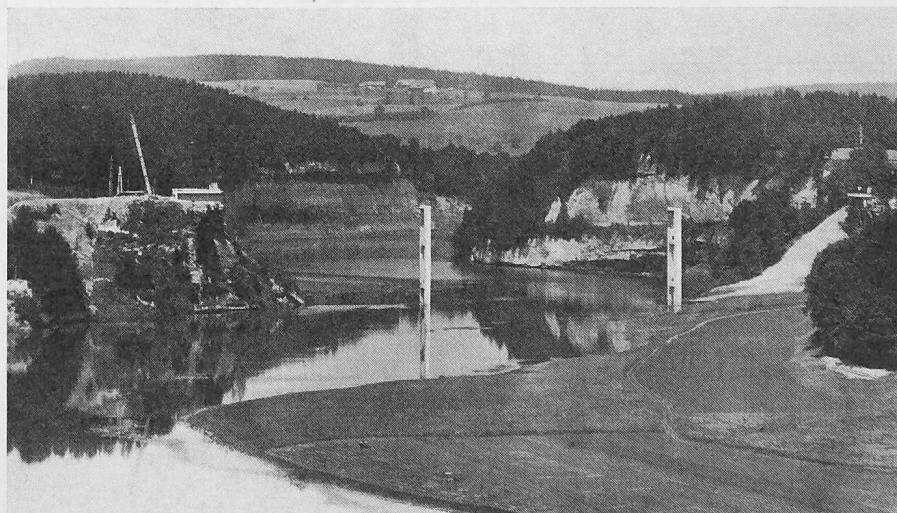
Wegen der vorfabrizierten Plattenelemente war es selbstverständlich nicht möglich, die üblichen, in veränderlichen Abständen angeordneten Dübel vorzusehen. An Stelle der in der Schweiz bisher meistens verwendeten halben I-Träger wurden geschweisste Dübel aus St 52 verwendet, die in der grösseren Ausführung rd. 60 t und in der kleineren rd. 40 t Schub übertragen können. Die Dübelabstände betragen normalerweise 1 m (Bild 8).

Wind- und Querverbände, Auflagerquerträger

Die horizontalen Windverbände sind als Rautenfachwerke ausgebildet (siehe Bild 4). Der obere Verband diente nur zur Erhöhung der Torsionssteifigkeit und zur Stabilisierung der Obergurte während des Einschlebens; er

³⁾ F. Stüssi: Entwurf und Berechnung von Stahlbauten, 1. Band, Grundlagen des Stahlbaues, S. 497, Springer-Verlag, 1958.

Bild 3. Gesamtansicht der Baustelle flussabwärts, nach Aufstau des Stausees Schiffenen und Beendigung der Tiefbauarbeiten



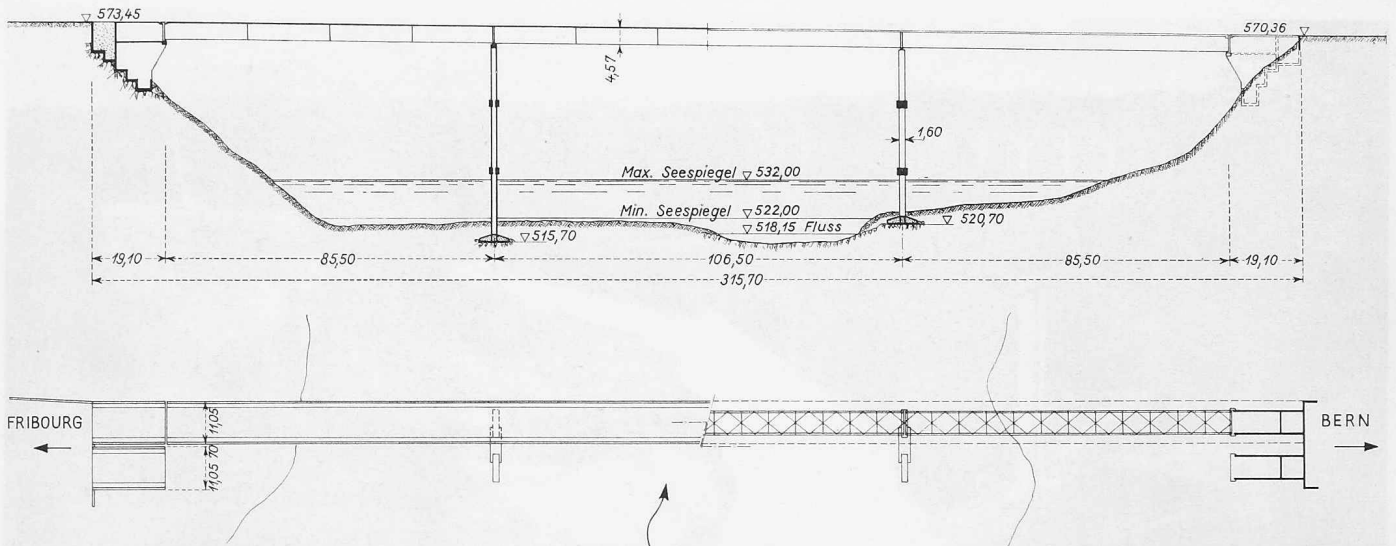


Bild 4. Längsansicht und Draufsicht, Masstab 1:2000

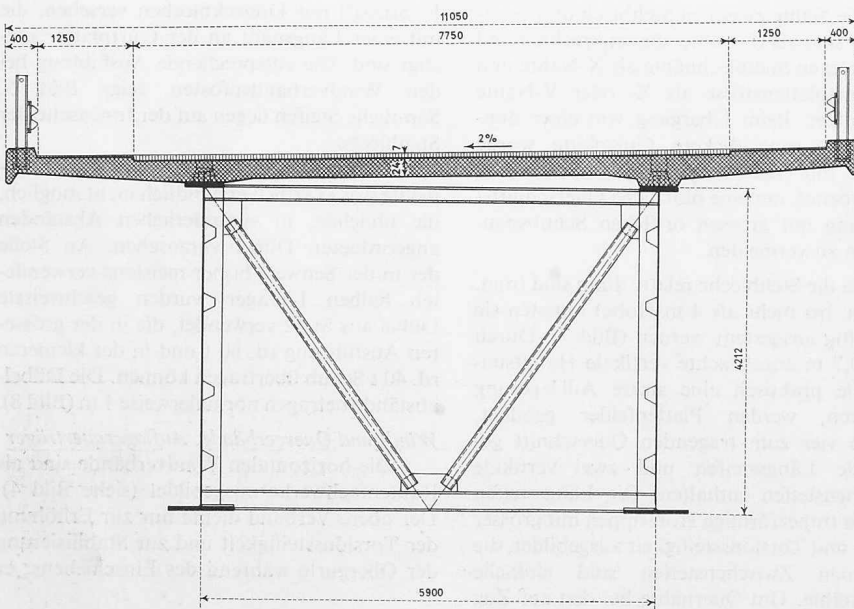


Bild 5. Querschnitt im Feld mit Querverband, Masstab 1:1000

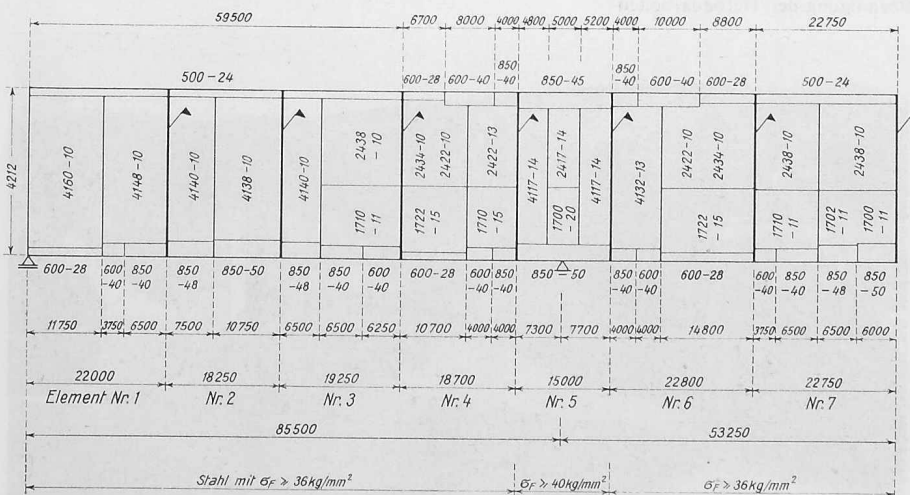


Bild 6. Materialverteilung der Hauptträger

hätte an und für sich nach dem Verlegen der Plattenelemente demontiert werden können, da die Fahrbahn als steife Scheibe wirkt. Der untere Windverband hingegen bildet auch im Endzustand die vierte Scheibe des torsionssteifen Verbundtragwerkes und gewährleistet die Kippsicherheit der Untergurte im Bereich der negativen Biegemomente.

Alle Diagonalen sind spiralgeschweisste Rohre, die auf Montage mit den an den Gurtplatten befestigten Knotenblechen verschweisst wurden. Die unteren Pfosten aus PER 240 tragen einen Laufsteg (siehe Bild 7).

In etwa 21,3 m Abstand angeordnete Querverbände gewährleisten die Erhaltung der Querschnittsform des Überbaues und leiten die Torsionsmomente infolge exzentrischer Lasten in die vier Scheiben des Verbundtragwerkes ein. Auch hier sind alle Anschlüsse geschweisst.

Vollwandige ausgesteifte Querscheiben (Bild 9) über den Pfeilern ermöglichten die Einleitung der aussermittigen Auflagerkräfte, welche während des Absenkens des Überbaues nach dem Vergiessen der Plattenfugen und der Dübelaussparungen auftraten. Bei den Widerlagern erlauben kräftig ausgebildete Fachwerkscheiben mit einem biegesteifen Untergurt ein Anheben der Brücke. Zur korrekten Einleitung der Auflagerkräfte sind bei den Pfeilern und Widerlagern kräftige, aussen sichtbare vertikale Aussteifungen angebracht; zudem wurden die Stehbleche über den Pfeilern auf 20 mm verstärkt.

Lager

Über den Pfeilern sind feste Linienkipplager angeordnet, die aus bis zu 120 mm dicken Blechen aus St 52 zusammengeschweisst wurden. Um bei der oben erwähnten Absenkung eine symmetrische Verlängerung des Untergurtes (rd. 10 cm pro Seite) zu ermöglichen, sind alle vier Lagerkörper bei den Widerlagern als Einrollenlager ausgebildet. Die Rollen dieser Lager bestehen aus Panzerstahl, was besonders kleine Abmessungen ermöglicht. Am rechten Ufer wurden nach dem Absenken die Fahrbahnplatten der Brücke und des Widerlagers fest miteinander verbunden, sodass die auf die Brücke wirkenden Längskräfte vom Widerlager übernommen werden und die Rollen nur die kleineren Wege aus der Hauptträgerverdrehung mitmachen müssen.

2. Verwendete Materialqualitäten und -güten

Bei einer vollständig geschweissten Konstruktion ist die Wahl der Werkstoffgüten von spezieller Bedeutung, wobei der Sprödbruchsicherheit besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden muss⁴⁾.

Abgesehen von den vier Elementen über den Pfeilern (Nr. 5 in Bild 6) wurde für die Hauptträger der Saanebrücke ein hochfester Stahl mit einer Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm^2 verwendet. Die gewährleisteten und die bei der Werkabnahme (Hüttenwerk Oberhausen Rhld.) nachgewiesenen mechanischen Werte sind aus Tabelle I ersichtlich. Die letzte Kolonne zeigt, dass eine relativ strenge Kerbschlagprüfung durchgeführt wurde; für die Dicken $> 28 \text{ mm}$ wurde sie noch durch einen Aufschweissbiegeversuch ergänzt.

Für die am höchsten beanspruchten, 15 m langen Hauptträgerelemente Nr. 5 über den Pfeilern kam ein Stahl noch höherer Festigkeit zur Anwendung, mit den mechanischen Eigenschaften gemäss Tabelle II⁶⁾.

Die Materialqualität der zwei äusseren Stränge der Längssteifen und jene der vertikalen Hauptsteifen entspricht Tabelle I. Die inneren Längssteifen und die vertikalen Zwischensteifen sind aus St 37.

3. Statische Berechnung des Überbaues

Zulässige Stahlspannungen

Da die zurzeit gültige S.I.A.-Norm Nr. 161 keine verbindlichen Angaben über die zulässigen Spannungen hochfester Stähle enthält, wurden diese für den Belastungsfall H wie folgt festgelegt:

Stahl mit einer Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm^2 (Tabelle I):

$$\sigma_{zul} = 1,8 (1 + 0,4 A/B) \text{ in t/cm}^2 \quad 7)$$

mit

$\sigma_{max zul} = 2,1 \text{ t/cm}^2$ im Bereich negativer Momente,

$\sigma_{max zul} = 2,4 \text{ t/cm}^2$ im Bereich positiver Momente.

Die Differenzierung der maximal zulässigen Spannung ist in dem Umstand begründet, dass im Bereich positiver Momente die Fahrbahnplatte in der Druckzone liegt, sodass die Sicherheitsreserve grösser ist als bei einer gezogenen, im Bruchzustand gerissenen Platte⁸⁾.

Für gewisse besondere Lastfälle wurden die zulässigen Spannungen entsprechend erhöht, z. B. für Montagezustände auf $2,7 \text{ t/cm}^2$.

⁴⁾ Siehe u. a. *Ch. Dubas*: Choix des qualités et nuances des aciers, sowie *P. Preisig*: Die Wahl der Stahlqualitäten und Stahlgüten, «Schweiz. Bauzeitung», Heft 34, 20. August 1964.

⁶⁾ Siehe auch *P. Dubas*: Utilisation d'aciers à très haute résistance dans deux ouvrages suisses, 7. Kongress der IVBH, Rio de Janeiro 1964, Schlussbericht, Beitrag II a 1.

⁷⁾ Nach einem Vorschlag von Prof. *F. Stüssi*; siehe Kuderli-Handbuch I, 1962, S. 164.

⁸⁾ Für das zweite Verbundtragwerk der N12, die in Ausführung begriffene Brücke über die Glâne, wurde die Bruchsicherheit besonders nachgewiesen, sodass durchgehend mit $\sigma_{max zul} = 2,4 \text{ t/cm}^2$ gerechnet werden konnte. Für die Sicherheit gegen Ermüdung wurde die Formel $\sigma_{zul} = 1,8/(1 - 0,55 A/B)$ verwendet; siehe in dieser Hinsicht: *Ch. Dubas*: La revision des normes suisses concernant les constructions métalliques et le problème des aciers à haute résistance, «Stahlbaubericht» Nr. 21, September 1965.

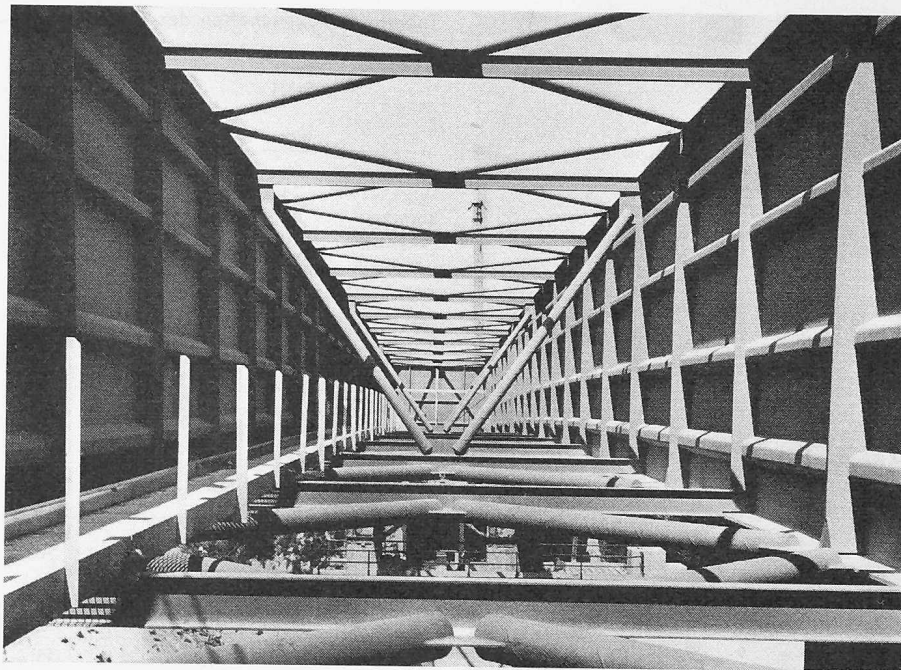


Bild 7. Innenansicht der Stahlkonstruktion während der Montage

Bild 8. Draufsicht nach Abschluss des Einschlebens, vom linken Widerlager aus aufgenommen. Die Anordnung der Windverbände und die Dübelverteilung sind gut sichtbar



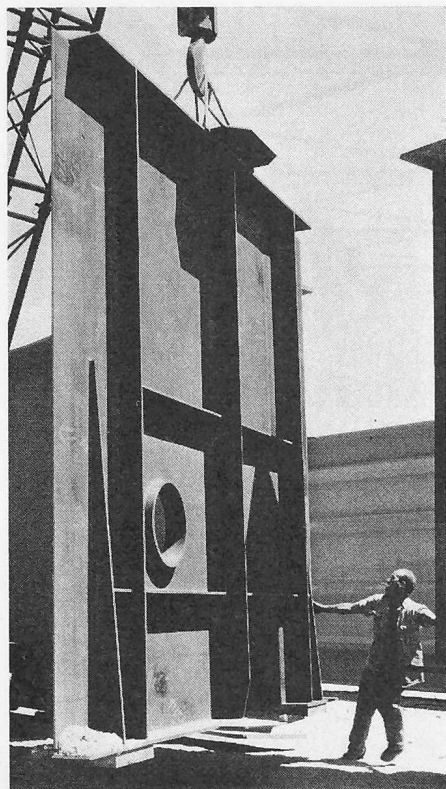


Bild 9. Einbau einer Pfeilerquerscheibe. Man beachte die vertikalen Steifen zur Einleitung der Pressenkräfte während des Absenkens

Tabelle I. Eigenschaften des Stahls der Hauptträger

	Stärke	Zugfestigkeit	Streckgrenze	Dehnung L = 5 d	Kerbschlagzähigkeit Charpy-V-längs ungealtert, -10°
	mm	kg/mm ²	kg/mm ²	%	kgm/cm ²
Aus den	10	51,6 ÷ 61,0	37,4 ÷ 43,7	27 ÷ 35	6,7 ÷ 15
Werks-	24	53,8 ÷ 57,2	37,8 ÷ 41,4	28 ÷ 31	12,0 ÷ 16,5
abnahme-	40	53,5 ÷ 57,2	37,1 ÷ 40,4	27 ÷ 33	14,3 ÷ 23,2
zeugnissen	50	52,2 ÷ 56,7	35,5 ÷ 40,4	27 ÷ 29	13,8 ÷ 22,2
	80	54,0	37,3	28	19,6
	120	51,5	34,9	26	17,8
Garantierte	bis 35		36		
Werte	über	50 ÷ 62		24	5 ⁵⁾
	35 bis 50		35		

Tabelle II. Eigenschaften des Stahls der Hauptträgererelemente über den Pfeilern

	Stärke	Zugfestigkeit	Streckgrenze	Dehnung L = 5 d	Kerbschlagzähigkeit Charpy-V-längs ungealtert -10°	DVM-längs gealtert ± 0°
	mm	kg/mm ²	kg/mm ²	%	kgm/cm ²	kgm/cm ²
Aus den	14	57,6 ÷ 60,8	43,7 ÷ 46,9	26 ÷ 29	10 ÷ 14	7 ÷ 16
Werks-	20	58,5 ÷ 58,7	42,7 ÷ 43,8	28 ÷ 29	17	18 ÷ 19
abnahme-	45	56,6 ÷ 59,4	41,7 ÷ 43,0	28 ÷ 34	10 ÷ 11	16 ÷ 18
zeugnissen	50	60,0	43,3	25	15	12
Garantierte	bis 30		40			
Werte	über	55 ÷ 68		1200	5 ⁵⁾	5 ⁵⁾
	30 bis 50		39	55 ÷ 68		

⁵⁾ Als Mittel aus drei Proben, von denen keine einen Wert unter 3,5 kgm/cm² liefern darf.

Tabelle III. Spannungen in kg/cm² für verschiedene Lastfälle

σ_u : Unterkante Stahlträger; σ_o : Oberkante Stahlträger; σ_b : Oberkante Betonplatte (Zug +, Druck -)

Lastfälle	Seitenfeld x = 35,00 m			Stütze x = 85,50 m			Brückenmitte x = 138,75 m				
	σ_u	σ_o	σ_b	σ_u	σ_o	σ_b	σ_u	σ_o	σ_b		
Vor dem Verbund	1. Gewicht der Stahlkonstruktion, Überhöhung um 160 cm	-60	110	-	-1000	1140	-	-550	960	-	
	2. prov. Ungünstigste Beanspruchung inf. Verlegens der Fertigplatten	(1450)	(-2540)	-	(-1710)	(1930)	-	(-350)	(620)	-	
	Max. Spannungen während des Verlegens, d. h. 1 + 2 prov.	(1390)	(-2430)	-	(-2710)	(3070)	-	(-900)	(1580)	-	
	2. Gewicht der fertigen Fahrbahnplatte	960	-1690	-	-1570	1760	-	830	-1450	-	
3. Kabelvorspannung der Fahrbahnplatte	-	-	-	-	-	-61	-	-	-		
4. Totale Beanspruchung vor dem Verbund, d. h. 1 + 2 + 3	900	-1580	-	-2570	2900	-61	280	-490	-		
Nach dem Verbund	5. Absenken um 160 cm über den Pfeilern (t = 0)	620	-80	-30	1270	-210	-69	1510	-210	-74	
	6. Restlasten	130	-20	-7	-210	30	11	120	-20	-6	
	Umlagerung d. Kriechen	10	-30	1	-10	50	-3	10	-30	1	
	7. Kriechen inf. Spannungsumlagerung	30	-140	7	70	-290	21	70	-360	17	
	8. Absenkens Zwängungsmomente	-120	30	5	-260	70	11	-300	80	13	
	9. Kriechen inf. Spannungsumlagerung	-	-	-	80	-330	15	-	-	-	
	10. Kabelvorspannung Zwängungsmomente	-50	10	2	-90	30	4	-110	30	5	
	11. Schwinden Grundsystem	20	-130	3	30	-110	5	20	-130	3	
	Zwängungsmomente	-50	10	2	-100	30	5	-120	30	5	
	12. Verkehrslasten M ⁺	690	-100	-34	90	-20	-5	710	-100	-35	
	M ⁻	-220	30	11	-760	120	41	-280	40	13	
	13. Belastungsfall H	σ_{max}	2180	-2030	-51	-2550	2290	-66	2190	-1200	-71
	d. h.	σ_{min}	1270	-1900	-6	-1700	2150	-20	1200	-1060	-23
	4 + 5 + 6 + 7 + 8 + 9 + 10	σ_{zul}	2220	2400	-	2600	2600	-	2190	2400	-
14. Temperaturunterschied $\Delta T = \pm 10^\circ$	Grundsystem	±30	∓180	±2	±40	∓170	∓5	±30	±180	±2	
Zwängungsmom.	∓80	±10	±4	∓160	±30	±9	∓190	±30	±9		
15. Windbelastung	waagrechte Komponente	+ -30	+ -30	+ -10	+ -40	+ -30	+ -12	+ -30	+ -40	+ -13	
lotrechte Komponente (Sog)	100	-10	-5	-160	30	8	90	-10	-5		
16. Ungünstigste Superposition ¹¹⁾	4 + 5 + 6 + 7 + 8 + 9 + 10 + 50%(12) + 50%(13)	2270	-2140	-1	-2710	2390	-3	2330	-1300	-13	
4 + 5 + 6 + 7 + 8 + 9 + 60%(10) + 12 + 13	2080	-2200	0	-2570	2440	-2	2190	-1360	-9		

Fussnote 11 siehe Seite 14

Stahl mit einer Mindeststreckgrenze von 40 kg/mm^2 (Tabelle II):

$$\sigma_{zul} = 2,6 \text{ t/cm}^2$$

Dieser Stahl wurde nur im Bereich verwendet, wo das Verhältnis A/B mindestens $+0,65$ in der Druckzone und $+0,94$ in der Zugzone beträgt; es besteht somit keine Ermüdungsgefahr und es genügt, eine angemessene Sicherheit gegen Fließen zu gewährleisten.

Belastungsfälle

Für ein Verbundtragwerk ist es ganz besonders nötig, die Lastfälle sauber auseinander zu halten, weil in verschiedenen Zeitpunkten andere Querschnittswerte berücksichtigt werden müssen. Es dürfen deshalb nicht die Biegemomente, sondern nur die entsprechenden Spannungen superponiert werden.

Um die verschiedenen Lastfälle besser verständlich zu machen, müssen zuerst die Bauvorgänge und Betriebszustände kurz erläutert werden.

Nach dem Einschleichen wurden die Stahlträger bei den Widerlagern auf die endgültigen Koten abgesenkt; über den Pfeilern blieb dagegen eine Montageüberhöhung von 160 cm , sodass die Träger nach oben gekrümmt waren. In diesem Zustand waren die vorgefabrizierten Platten zu verlegen, eine Kabelvorspannung im Pfeilerbereich auszuführen und am Schluss die Dübelausparungen zu vergiessen. Anschliessend wurde das nun entstandene Verbundtragwerk über den Pfeilern um 160 cm abgesenkt, wodurch auf die Fahrbahnplatte ein Druck (Vorspannung) und auf die Untergurte ein entsprechender Zug ausgeübt wurde.

Nebst den verschiedenen Montagezuständen, die später behandelt werden, waren dementsprechend folgende Lastfälle zu untersuchen:

Stahlträger vor dem Verbund (vor dem Vergiessen der Dübelausparungen)

- Eigengewicht der Stahlkonstruktion (im Mittel rd. 1 t/m).
- Montageüberhöhung um 160 cm über den Pfeilern.
- Gewicht der Fertigplatten (rd. $3,4 \text{ t/m}$), wobei auch die Zwischenzustände beim Verlegen und der Einfluss des Versetzgerätes zu berücksichtigen waren (siehe Tabelle III, Zeile 2 prov.).
- Gewicht der Betonfüllung der Plattenfugen und der Dübelausparungen (rd. $0,35 \text{ t/m}$).

Betonplatte vor dem Verbund

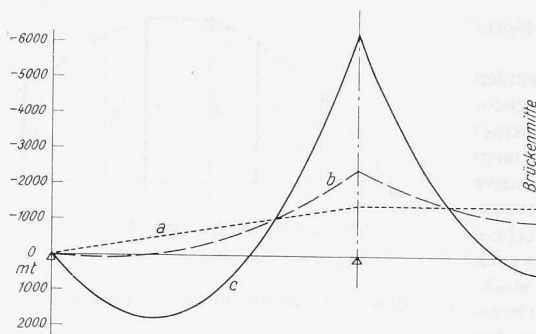
- Kabelvorspannung.

Ein Vorteil der Fertigplatten besteht darin, dass es leicht möglich ist, den Verbund Stahl-Beton erst nach der Kabelvorspannung herzustellen, sodass, abgesehen von kleinen Reibungseinflüssen, die ganze Kabelkraft für die Betonvorspannung zur Verfügung steht und diese nur durch die Kriechvorgänge im Verbundträger vermindert wird.

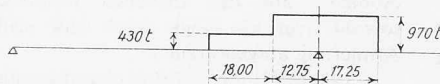
Verbundtragwerk unter langdauernder Beanspruchung (mit Kriechen)

- Absenken um 160 cm über den Pfeilern (Gesamtvorspannung).
- Kriechen der Kabelvorspannung.
- ständige Lasten im Verbund (sogenannte Restlasten), d. h. Bitumenbelag, Leitplanken usw. (rd. $0,7 \text{ t/m}$).

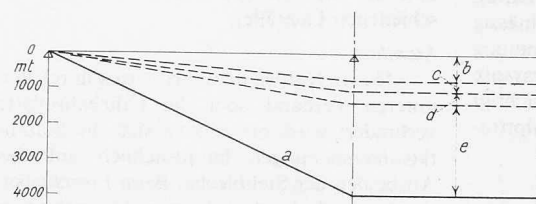
Da die Fertigplatten im Zeitpunkt des Absenkens schon rd. 1 Jahr alt waren und die



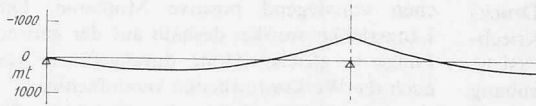
Biegemomente eines Hauptträgers vor dem Verbund infolge:
Linie a: Montageüberhöhung (160 cm über den Pfeilern)
Linie b: Montageüberhöhung und Gewicht der Stahlkonstruktion
Linie c: Montageüberhöhung, Gewicht der Stahlkonstruktion und Gewicht der Fahrbahnplatte



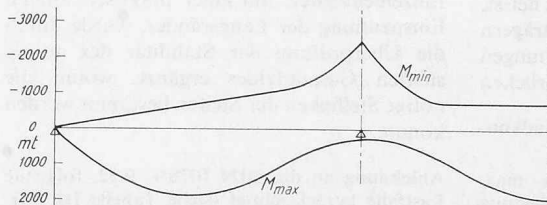
Kabelvorspannung in der Fahrbahnplatte vor dem Verbund (pro Hauptträger)



Biegemomente eines Hauptträgers (nach dem Verbund) infolge Absenkens und Langzeitvorgängen
Linie a: Absenken um 160 cm über den Pfeilern, Anfangszustand ($t = 0$)
Strecke b: Zwängungsmomente infolge Kriechen aus der Vorspannung durch Absenken
Strecke c: Zwängungsmomente infolge Kriechen aus der Kabelvorspannung
Strecke d: Zwängungsmomente infolge Schwinden
Strecke e: Endzustand ($t \rightarrow \infty$)



Biegemomente eines Hauptträgers infolge der Restlasten



Grenzmomente eines Hauptträgers infolge der Verkehrslasten

Bild 10. Schnittkräfte für einige Lastfälle (pro Hauptträger)

an Ort betonierten Fugen nicht ganz $1/10$ der Fahrbahnlänge ausmachen, konnte mit einer Endkriechzahl $\varphi = 1,5$ gerechnet werden.

Schwinden

Bei den Fertigplatten war der Schwindvorgang fast abgeschlossen; unter Berücksichtigung der Fugen wurde ein durchschnittliches spezifisches Schwindmass $\varepsilon_s = 0,1\%$ eingeführt.

Verbundtragwerk unter kurzfristig wirkender Belastung (ohne Kriechen)

- Verkehrslasten nach S.I.A.-Norm Nr. 160.
- Temperatureinflüsse, insbesondere der Temperaturunterschied von $\pm 10^\circ$ zwischen der Betonplatte und den stählernen Hauptträgern (S.I.A.-Norm Nr. 160, Art. 22⁹).

— Windbelastung auf Bauwerk und Verkehrsband, die wegen der relativ schmalen Fahrbahnbreite einen nicht vernachlässigbaren Einfluss ausübt.

- Bremskräfte usw.

Einteilung in Haupt- und Zusatzbelastungen

Als Hauptbelastungen wurden die ständigen Lasten (auf die Stahlträger und auf das Verbundtragwerk wirkend), die Schwind- und

Kriechen⁹) sowie die Verkehrslasten berücksichtigt. Die Temperatur- und Windwirkungen wurden als Zusatzbelastungen betrachtet.

Bestimmung der Schnittkräfte

Beim vorliegenden symmetrischen und über vier Stützen durchlaufenden Träger bot die statische Berechnung keine Besonderheiten. Es wurden die Clapeyronschen Dreimomentengleichungen verwendet, unter Berücksichtigung der effektiv vorhandenen Trägheitsmomente sowie des Einflusses der Querkkräfte auf die Auflagerdrehwinkel. Bei der Ermittlung der Querschnittswerte wurden für die Stahlträger die Längssteifen mitberücksichtigt. Für das vorgespannte Verbundtragwerk unter kurzfristiger Beanspruchung wurde bei voller mitwirkender Breite mit

⁹) Falls eine Brücke vor dem Abschluss der Langzeitvorgänge dem Verkehr übergeben wird, müssen auch der Anfangszustand $t = 0$ und Zwischenzustände untersucht werden. Für diese Fälle genügt aber eine Sicherheitsberechnung gegen Fließen ($\sigma_{max \text{ zul}}$), weil in der beschränkten Zeit bis zum praktischen Abklingen der Kriech- und Schwindeinflüsse eine grosse Zahl Lastwechsel, die zu einer Ermüdung führen könnte, nicht denkbar ist.

$n = E_c/E_b = 5$ gerechnet (S.I.A.-Norm Nr. 162, Art. 68³).

Für die Langzeitvorgänge (Schwinden und Kriechen) mussten auch die entsprechenden Überzähligen (Zwängungsmomente) ermittelt werden. Man bestimmte zuerst nach K. Sattler¹⁰) die auf die Stahlträger (inklusive Plattenarmierung) wirkenden Umlagerungsmomente infolge Schwinden und Kriechen, dies sowohl für eine zeitunabhängige als auch für eine mit der Kriechzahl φ_t linear wachsende Beanspruchung. Mit der Arbeitsgleichung liessen sich dann die entsprechenden Auflagerwinkel und die Überzähligen leicht ermitteln.

Zur Illustration des oben Gesagten sind in Bild 10 einige typische Momentenflächen wiedergegeben.

Da der Querschnitt des Verbundtragwerkes geschlossen ist (unterer Windverband), ist seine Torsionssteifigkeit verhältnismässig gross; es wurde deshalb bei der Bestimmung der Stabkräfte des Verbandes näherungsweise nur die Bredt'sche Torsion berücksichtigt und die Wölbspennungen in den Hauptträgern wurden vernachlässigt.

Spannungsnachweise

Auch bei der Spannungsermittlung wurde der Einfluss der Langzeitvorgänge nach Sattler berücksichtigt. Dies ist besonders wichtig für die Betonplatte, weil die Druckvorspannung durch die Schwind- und Kriechinflüsse merklich vermindert wird (siehe Tabelle III). Es sei in diesem Zusammenhang erwähnt, dass die Fahrbahnplatte in der Längsrichtung voll vorgespannt ist, das heisst, aus der Mitwirkung mit den Stahlträgern sind, wegen der Fugen, keine Zugspannungen zugelassen¹¹). Wie dies bei Spannbetonbrücken

¹⁰) K. Sattler: Theorie der Verbundkonstruktionen, Berlin 1959.

¹¹) Da ein Zusammentreffen der max. Verkehrslast mit der vollen Windbelastung (Staudruck $q = 120 \text{ kg/m}^2$, d. h. Windgeschwindigkeit $v \cong 160 \text{ km/h}$) und dem Temperaturunterschied von $\pm 10^\circ$ unmöglich erscheint, wurden beim Spannungsnachweis, in

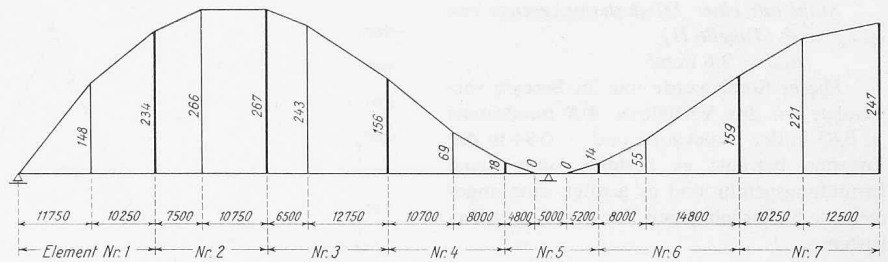


Bild 11. Überhöhung der Hauptträger

üblich ist, werden dagegen die Plattenbiegemomente aus den örtlichen Raddrücken sowohl quer als längs durch eine schlaife Armierung aufgenommen.

Tabelle III gibt für drei charakteristische Querschnitte die Spannungen im Stahlträger und an der Betonoberkante (für die verschiedenen Lastfälle).

Stabilität

Da ein Kippen der Gurtplatten durch den unteren Verband oder die Fahrbahnplatte verhindert wird, erstrecken sich die Stabilitätsuntersuchungen hauptsächlich auf das Ausbeulen der Stehbleche. Beim Einschieben ergaben sich in den meisten Querschnitten relativ grosse negative Biegemomente, unter den Betriebslasten dagegen in den Feldbereichen vorwiegend positive Momente. Die Längssteifen wurden deshalb auf der ganzen Länge in gleicher Höhe durchgeführt, was auch die Werkstattarbeiten vereinfachte.

Die Untersuchung der Stabilität der Einzelbeulfelder, mit einer praktisch totalen Einspannung der Längsränder, wurde durch die Überprüfung der Stabilität des ausgesteiften Gesamtfeldes ergänzt, womit die nötige Steifigkeit der Steifen bestimmt werden konnte.

Anlehnung an die DIN 1078/1, 9.52, folgende Lastfälle berücksichtigt (siehe Tabelle III, 14): a) volle Verkehrslast, halbe Windbelastung und halber Temperaturunterschied; b) volle Windbelastung, voller Temperaturunterschied und auf 60% verminderte Verkehrslast.

Die Einleitung der Rollendrücke (bis 50 t) beim Einschieben musste sorgfältig verfolgt werden, können doch diese Kräfte an beliebigen Stellen zwischen den vertikalen Steifen wirken. In den Trägerbereichen mit einem dünnen Untergurt (28 mm nach Bild 6) wurde die Stehblechstärke mit Rücksicht auf die lokalen Spannungen vergrössert. Zudem wurde vor dem Einschieben eine örtliche Belastungsprobe mit Dehnungsmessungen durchgeführt.

Verbundmittel

Bei der Ermittlung der Dübelkräfte wurden sowohl der Schubfluss aus der Querkraft als auch die Einzelschubkräfte an den Querschnittsprüngen berücksichtigt. Diese örtlichen Kräfte waren besonders gross im Bereich der Verankerungen der Vorspannkabel und an den Plattenenden, weil hier die Umlagerungskräfte infolge Betonkriechen (oder Schwinden bei den Plattenenden) in die Stahlträger eingeleitet werden müssen. Aus diesen Gründen wurden einige Fertigplatten mit drei Dübelaussparungen ausgeführt.

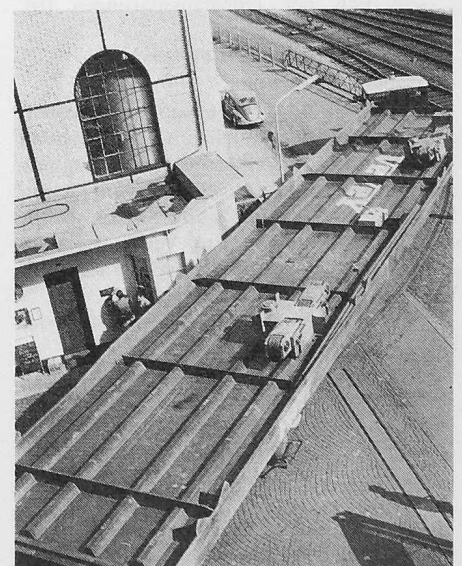
Verformungen

Auch bei den Verformungen mussten die schon erwähnten Lastfälle berücksichtigt und die Durchbiegungen durch eine entsprechende Überhöhung der Hauptträger kompensiert werden (Bild 11). Der Hauptanteil der Verformungen rührt vom Einfluss der ständigen Last vor dem Verbund her, weil in diesem Zustand die Träger noch relativ weich sind.

Bild 12. Schweissarbeiten in der Werkstatt. Im Hintergrund ein fertiges Element mit den Knotenblechen für den Anschluss der Windverbandstäbe



Bild 13. Strassentransport eines Elementes. Man beachte die beim Einschieben verwendeten Rollenbatterien



4. Werkstattarbeiten und Transport

Trotz den eher ungewohnten Abmessungen der Trägerelemente boten die Werkstattarbeiten keine Schwierigkeiten. Insbesondere blieb die Richtarbeit an den einseitig ausgesteiften Stehblechen in normalem Umfang.

Die Gurtplatten wurden aus Blechen geschnitten und vor dem Zusammenschweissen mit den Stehblechen vorgewärmt, um eine Aufhärtung infolge zu rascher Abkühlung zu verhindern. Während der Schweissarbeiten wurden die Hauptträger um ihre Längsachse geneigt (Bild 12), was die Ausführung wesentlich erleichterte. Selbstverständlich erfolgte eine strenge Prüfung der Schweissnähte, mit Röntgen-Strahlen und Ultraschall.

Da die Trägerhöhe etwas über 4 m beträgt, wurden die Elemente liegend auf der Strasse transportiert (Bild 13). Um die Breite der Transportstücke zu begrenzen, erfolgte die Schweissung der Schubdübel erst auf Montage. Die schwersten Transportelemente wogen rd. 24 t, die grösste Länge betrug 22,80 m.

5. Arbeiten auf der Baustelle

Montagevorgang

Da die Montage über dem aufgestauten See von Schiffen zu erfolgen hatte, schiedien Verfahren mit Montagegerüsten für die Mittelöffnung zum vornherein aus. Ein Freivorbau der Mittelöffnung von beiden Pfeilern aus hätte eine Zufahrt und Installationen am linken Ufer verlangt, was aus Kostengründen kaum in Frage kam. Für einen Freivorbau nur vom rechtsufrigen Pfeiler aus wären dagegen umfangreiche Verstärkungen der Stahlkonstruktion nötig gewesen. Dagegen erwies sich die Methode des Einschlebens in der Längsachse als äusserst wirtschaftlich.

Die Stahlkonstruktion wurde am rechten Ufer zusammengebaut (Bild 14), was es ermöglichte, alle Montagestösse unter günstigen Bedingungen zu schweissen. Da die Länge des Montageplatzes einen Zusammenbau der ganzen Brücke nicht erlaubte, wurden zuerst die Elemente der linken und der mittleren Öffnung miteinander verschweisst und etappenweise vorgeschoben. Die Bilder 15 und 16 zeigen einige Phasen des Einschlebens. Anschliessend wurden die noch fehlenden Elemente paarweise zusammengebaut und das Tragwerk bis zum linken Widerlager eingeschoben (Bild 23).

Bei den grossen Spannweiten waren die Durchbiegungen der auskragenden Konstruktion beträchtlich; sie erreichten beim Überfahren der Mittelöffnung rd. 3,30 m, ein Wert, der sehr gut mit dem errechneten übereinstimmt.

Montageeinrichtungen

Die wichtigsten Montageeinrichtungen waren:

- ein leichter Vorbau schnabel, dessen Länge von 21 m (= 106,50 m — 85,50 m) es ermöglichte, die maximalen Momente infolge der Auskragung zu vermindern und sie in den Bereich der widerstandsfähigen Pfeilerelemente zu verlagern, sodass nur örtliche Verstärkungen der Hauptträger nötig waren.
- sechs Vierrollenbatterien, mit je drei Wiegebalken (siehe Bild 13) zur gleichmässigen Verteilung der Rollendrucke. Max. Auflagerkraft pro Batterie 200 t.



Bild 14. Zusammenbau der Hauptträger. Im Vordergrund einige Fertigplatten

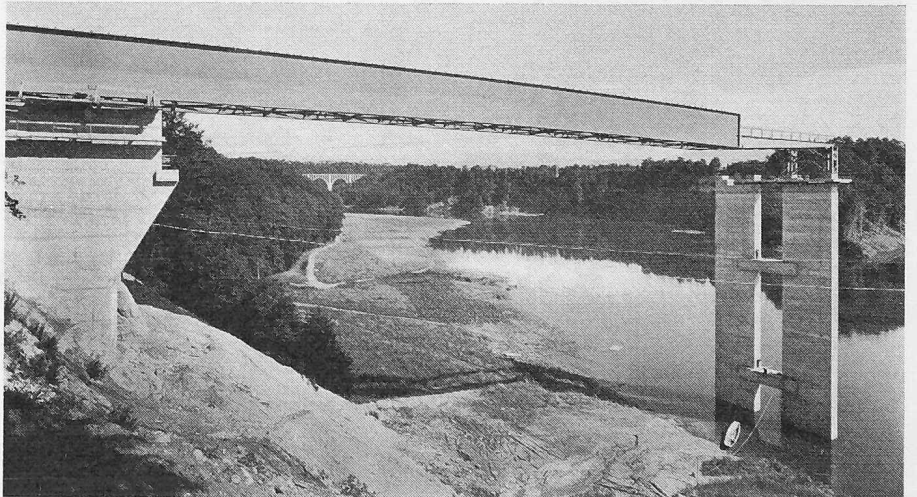
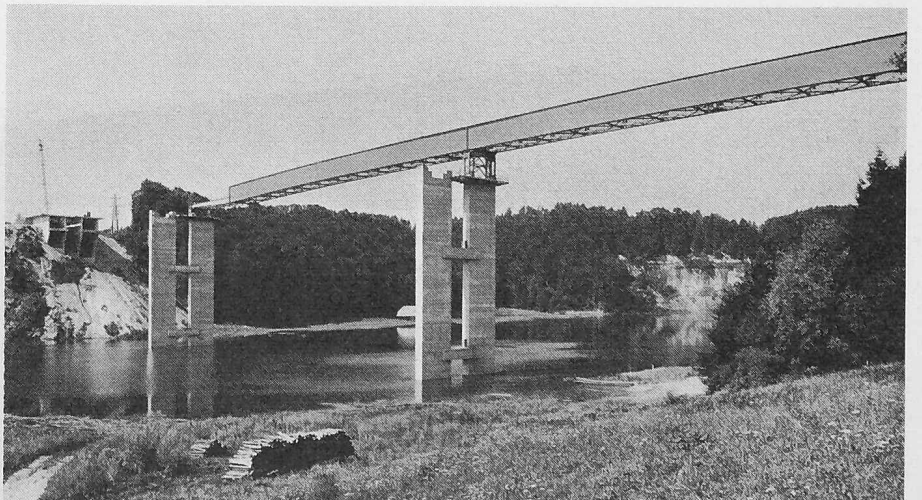


Bild 15. Abschluss der ersten Etappe des Einschlebens (Kragarmlänge 90,80 m, max. Durchbiegung der Schnabelspitze rd. 160 cm)

Bild 16. Überbrückung der Mittelöffnung (Kragarmlänge 106,50 m, max. Durchbiegung der Schnabelspitze rd. 330 cm)



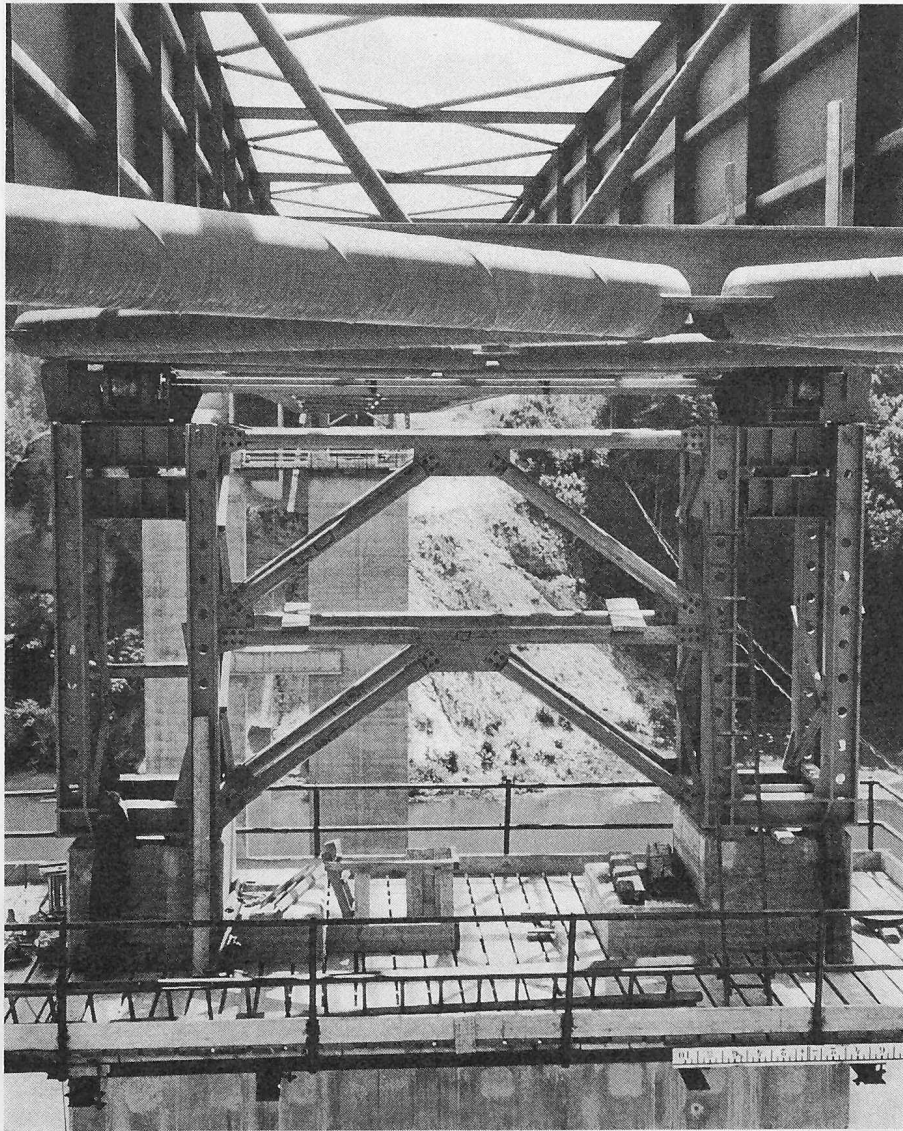


Bild 17. Pfeileraufbauten mit den Rollenbatterien beim Einschieben

- zwei Paar Absenkestützen über den Pfeilern, mit vertikal verschiebbaren Auflagerträgern für die Batterien (Bild 17). Nachdem die Schnabelspitze die Batterien passiert hatte, wurden diese gehoben, bis die Durchbiegungen kompensiert waren. Da der Schnabel gegenüber der Hauptträgeraxe geneigt war, konnte der Hubweg um die Überhöhung der Schnabelspitze verkleinert werden.
- eine Zugwinde am linken und eine Bremswinde am rechten Ufer, beide über Flaschenzüge wirkend. Da die Rollenbatterien mit Kugellagern versehen waren, blieb die nötige Zugkraft stets unter 10 t. Diese Beschränkung war notwendig, um unzulässige Biegebeanspruchungen der schlanken Pfeiler während des Einschiebens zu vermeiden. Es war eindrucksvoll zu sehen, wie eine Masse von über 600 t von einer mit einem VW-Motor angetriebenen Winde mühelos verschoben wurde.
- vier 500-t-Hubpressen.

Rostschutz

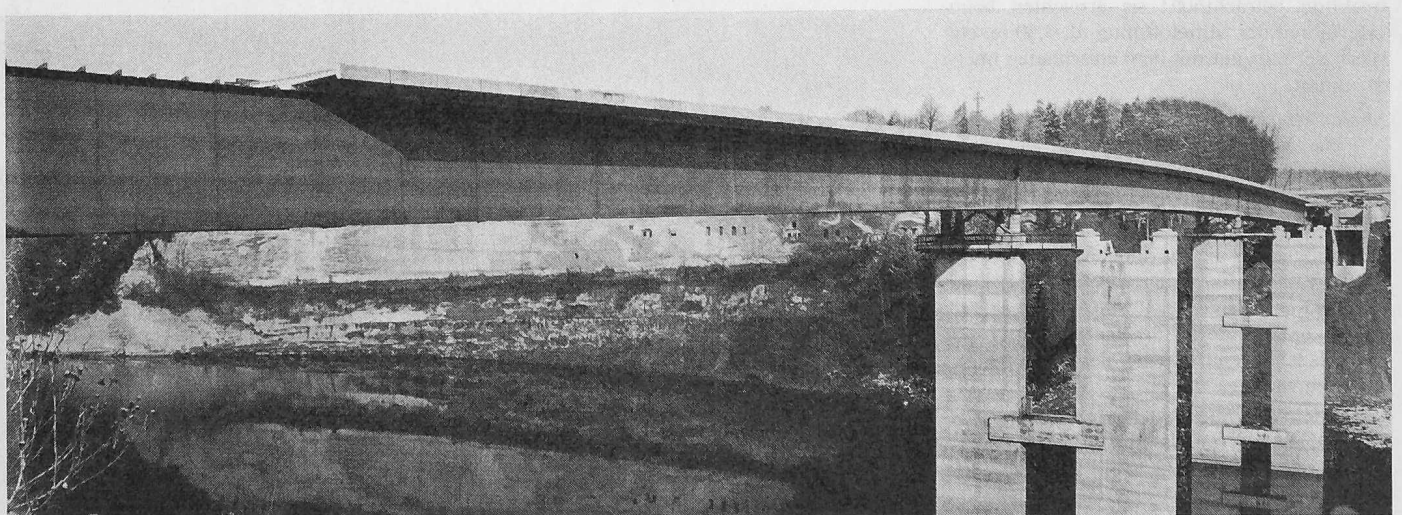
Auch die Rostschutzarbeiten wurden auf dem Montageplatz vor dem Einschieben ausgeführt. Die ganze Konstruktion wurde sandgestrahlt und erhielt anschliessend drei Kaltzinkanstriche.

Vorspannung durch Absenken

Während des Verlegens der Fertigplatten (Bild 18) und der anschliessenden Arbeiten ruhten die Hauptträger über den Pfeilern auf je zehn aufeinandergeschichteten, 16 cm hohen, runden Eisenbetonplatten (Durchmesser 88 cm). Ähnliche Platten trugen die 500-t-Hubpressen, die unter den Auflagerquerscheiben angeordnet waren. Mit dieser Vorrichtung ging das Absenken ohne Schwierigkeiten vor sich.

Zur Kontrolle der Berechnung wurde bei der letzten Absenkung um 16 cm die totale Verlängerung des Untergurtes mittels Messuhren ermittelt. Der gemessene Wert von 17,9 mm, d. h. 0,065 ‰ der Gesamtlänge von 277,50 m, ist rd. 5 % grösser als der berechnete. Dies lässt auf eine grössere Festigkeit und einen höheren Elastizitätsmodul der Beton-

Bild 18. Beim Verlegen der Fertigplatten stützt sich die überhöhte Stahlkonstruktion über den Pfeilern auf je zehn 16 cm starke Betonplatten ab



platte schliessen, wodurch das Trägheitsmoment des Verbundtragwerkes und das Absenkmoment grösser werden, ohne dass sich das Widerstandsmoment in bezug auf den Untergurt merklich ändert.

Belastungsprobe (Bild 19)

Am Tage der Belastungsprobe (22. September 1965) war der Belag noch nicht eingebaut, sodass eine die Anforderungen der Norm übersteigende Verkehrslast eingesetzt wurde. Zu diesem Zweck wurden z. B. auf der rechten und der mittleren Öffnung 66 Lastwagen von je 16 t aufgestellt, was eine Last von 5,5 t/m oder von 540 kg/m² Fahrbahnfläche ergibt.

Obwohl die umfangreichen Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen noch nicht vollständig ausgewertet sind, kann gesagt werden, dass das Verhalten des Bauwerkes den Erwartungen voll entsprach. So ergab die Messung der Verformungen mit einem System kommunizierender Rohre eine maximale Durchbiegung von 12,4 cm bei Vollbelastung der Mittelöffnung mit 36 Lastwagen, gegenüber einem rechnerischen Wert von 12,9 cm.

III. Tiefbau- und Eisenbetonarbeiten

1. Vorbemerkungen

Bei einer Stahlbrücke in Verbundbauweise bilden die Tiefbau- und Eisenbetonarbeiten einen wesentlichen Anteil, der kostenmässig den Betrag der reinen Stahlbauarbeiten übertreffen kann. Durch eine sorgfältige Planung dieser Bauteile lässt sich oft ebensoviel zur Wirtschaftlichkeit beitragen, wie durch eine raffinierte Durchbildung der Stahlkonstruktion. Beim Projekt dieser Brücke wurde versucht, durch Beschränkung auf das für die Funktion Notwendige ein Optimum an Wirtschaftlichkeit herauszuholen. Dabei hat man sich aber auch bemüht, die formale Gestaltung stets im Auge zu behalten. In enger Zusammenarbeit mit dem beratenden Architekten wurden die Bauformen der einzelnen Elemente entwickelt und aufeinander abgestimmt.

2. Brückenpfeiler

Da die Pfeiler im Staubereich des Kraftwerkes Schiffen stehen, stellte sich die Aufgabe, diese raschmöglichst aufzubauen, bevor der Einstau das Gelände unter Wasser setzte. Die zwei Pfeilerpaare weisen eine beachtliche Höhe von 49,7 m im Maximum auf und sind als prismatische, rechteckige Hohlkasten von 1,6 × 7,2 m Ausmassen mit 30 cm Wandstärke ausgebildet. Ihre Schlankheit ist beträchtlich, weisen sie doch im Bauzustand, wo sie oben noch nicht durch die Brücke gegen Verschiebung gesichert sind, einen Schlankheitsgrad von 160 auf. Die statische Berechnung musste deshalb besonders sorgfältig unter Berücksichtigung des Formänderungsproblems zweiter Ordnung durchgeführt werden. Für die Bemessung war weitgehend dieser Bauzustand massgebend, bei dem ausser den Windkräften auch eine Reibungskraft beim Einschleiben der Stahlträger untersucht werden musste.

Im Endzustand ist die Brücke an einem Widerlager festgehalten. Der Pfeilerkopf macht dann die Verschiebungen des Überbaues, herrührend von Temperaturänderungen ($\Delta t = 60^\circ$), sowie Schwinden und Kriechen des Fahrbahnbetons mit, was zu einer maximalen Auslenkung von rd. 10,7 cm

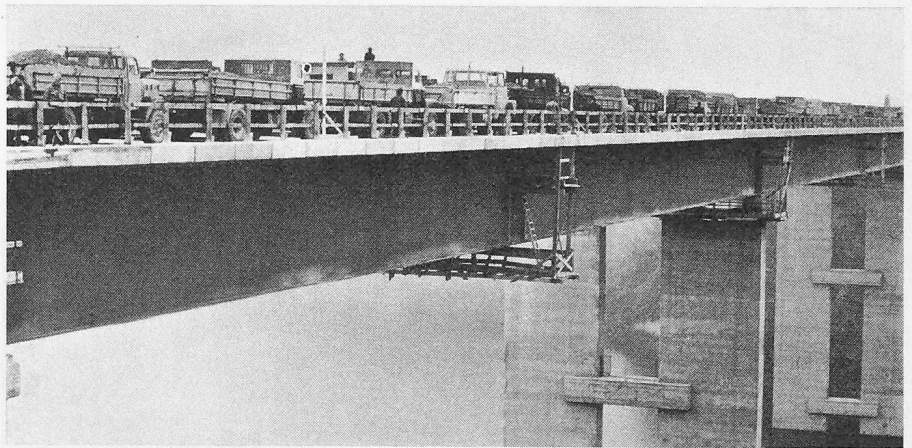


Bild 19. Die Brücke bei der Belastungsprobe mit 66 Lastwagen. Die Messquerschnitte sind an den Zugangsbühnen erkennbar

führt. Die grösste Vertikalbelastung auf einem Pfeiler erreicht dabei 1650 t. Während in diesem Zustand die Ausbiegungen in Brückenlängsrichtung nicht mehr so kritisch sind, treten dafür die seitlichen Windkräfte in den Vordergrund. Der auf die Brückenträger und das Verkehrsband wirkende Winddruck erzeugt auf jeden Pfeiler eine Horizontalkraft von 81 t. Für die einzelnen Stützen würden die daraus resultierenden Biegemomente zu gross, weshalb die beiden nebeneinander stehenden Pfeilerschäfte durch je zwei Traversen zu einem Rahmen verbunden wurden.

Das Pfeilerpaar steht auf einem gemeinsamen Fundament, das zur Materialersparnis als mit Kies gefüllter Hohlkasten ausgebildet ist. Beide Fundamente sind auf dem Molassefels gelagert, wobei die grössten Kantenpressungen 6 kg/cm² erreichen (Bild 20). Bei der Ausführung konnte das rechte Pfeilerfundament in offener Baugrube im Trockenen erstellt werden, wogegen das linke unter dem Wasserspiegel des Flusses liegt und eine Wasserhaltung mit Spundwänden notwendig machte.

Die Pfeilerschäfte wurden, einer nach dem andern, mit Hilfe von Gleitschalungen aufgebaut (Bild 21). Der Antransport von Beton und Armierungen erfolgte durch einen Kabelkran, der die ganze Baustelle überspannte. Nach Überwindung der üblichen Anfangsschwierigkeiten erreichte man einen Tagesfortschritt von rd. 10 m, und die Verti-

Bild 20. Pfeilerfundament des linken Pfeilerpaares. Montage der Gleitschalung

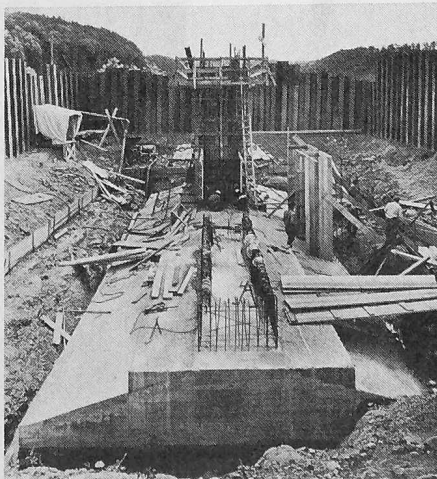
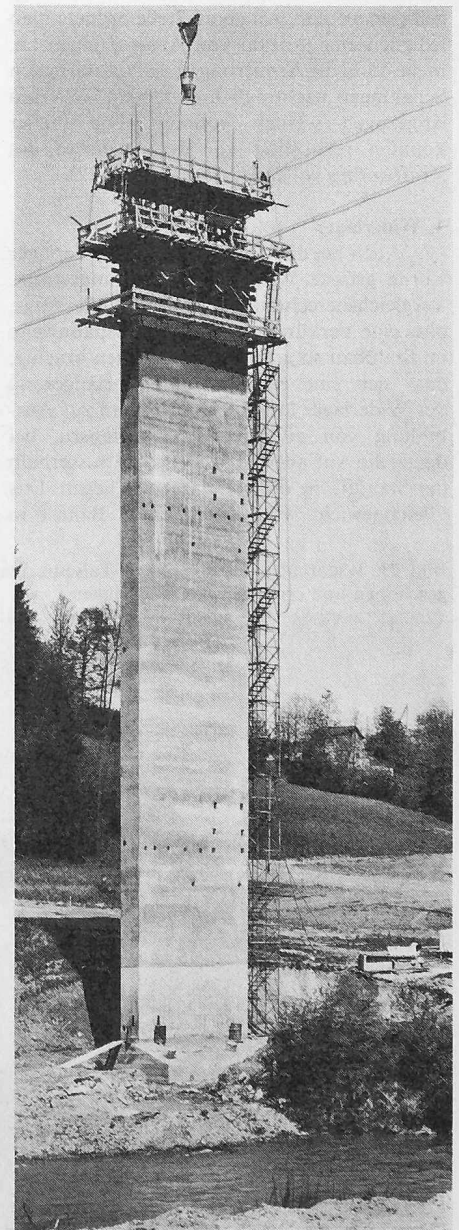


Bild 21. Aufbau eines Pfeilers mit Gleitschalung



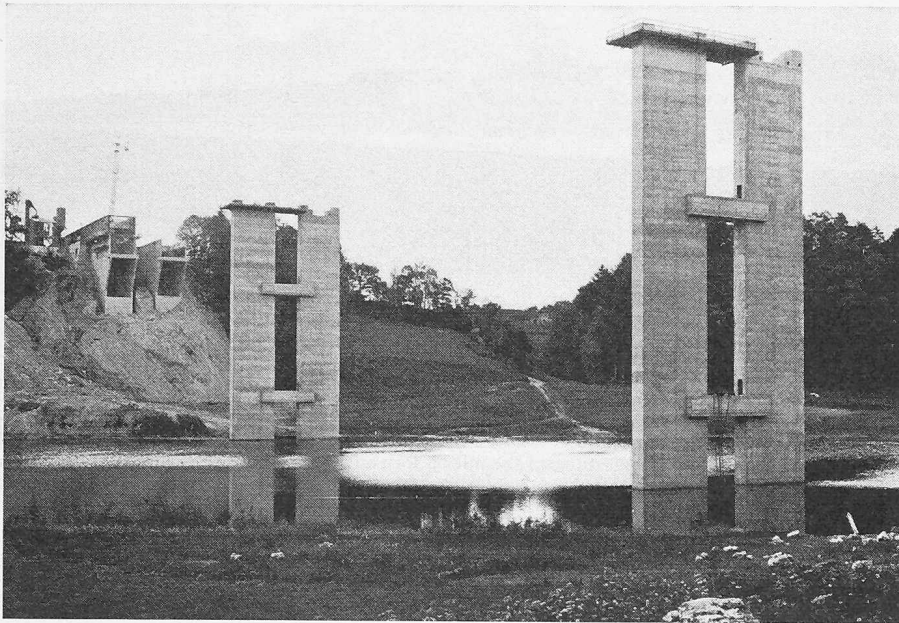


Bild 22. Fertige Pfeiler zu Beginn des Aufbaus

kalität konnte mit genügender Genauigkeit eingehalten werden. Bei dieser Baumethode mussten natürlich die Traversen zunächst weggelassen werden. An deren Stelle ordnete man lediglich eine Anzahl von Aussparungen an, in die dann die Armierungen der auf normalen Schalungen nachträglich erstellten Traversen eingezogen werden konnten. Die Pfeiler konnten rechtzeitig vor dem Aufstau des Kraftwerkes vollendet werden (Bild 22).

3. Widerlager

Auch bei der Ausbildung der Widerlager wurde grösste Wirtschaftlichkeit angestrebt. Vergleichsberechnungen zeigten allerdings, dass eine Verkürzung der Brückenspannweite im Stahlbau so grosse Einsparungen brachte, dass sich eine entsprechende Verlängerung der Widerlager lohnte. So kam man zur Ausbildung von auskragenden Auflagern, bei denen die Auflagerpunkte 3 bis 4 m ausserhalb der Standfläche des Fundamentes liegen. Das Gleichgewicht wird durch einen Ballast in

Form einer Kiesfüllung im hinteren Teil des Widerlagers gesichert. Das Widerlager selbst besteht im wesentlichen nur aus zwei 40 cm starken Wänden in den Ebenen der Brückenhauptträger, welche eine Fahrbahnplatte tragen. Die Auflagerpunkte sind durch einen Querträger verbunden, und eine horizontale Platte dient zur Aussteifung und zur Aufnahme der seitlichen Windkräfte (Bild 23). Das Fundament, welches durchgehend auf einem wenn auch nicht sehr guten Molassefels steht, bildet eine treppenförmige Platte (Bild 24), welche die beiden Widerlagerwände miteinander verbindet. Diese Abtreppungen wurden statisch ausgenützt, indem das Fundament so als Faltenwerk betrachtet werden konnte. Die wichtigsten Daten des grössten der vier Widerlager sind:

Gesamtlänge	19,1 m
Auflagerkraft	560 t
Ballast	426 t
Totalgewicht	1311 t
Max. Bodenpressung	4,4 kg/cm ²

4. Fahrbahnplatte

Bei Verbundbrücken wird die Fahrbahnplatte aus Eisenbeton nach vollendeter Stahlmontage aufgebracht. Man erspart sich damit ein Lehrgerüst. Bei einer Ausbildung in Ortsbeton muss eine Schalung erstellt werden, die sich auf die Stahlträger abstützt. Die hierfür notwendigen Gerüstungen sind aufwendig und kostspielig, besonders weil ihre Montage und Demontage recht schwierig sind. Die Projektverfasser hatten deshalb schon bei den Vorstudien die Möglichkeit einer Vorfabrikation untersucht. Nachdem die eingegangenen Offerten durchwegs sehr hohe Preise für diese Schalung aufwiesen, liess man die Variante in Vorfabrikation ebenfalls offerieren. Es ergab sich eine genügende Kostenverminderung, um die Ausführung dieser Variante zu rechtfertigen.

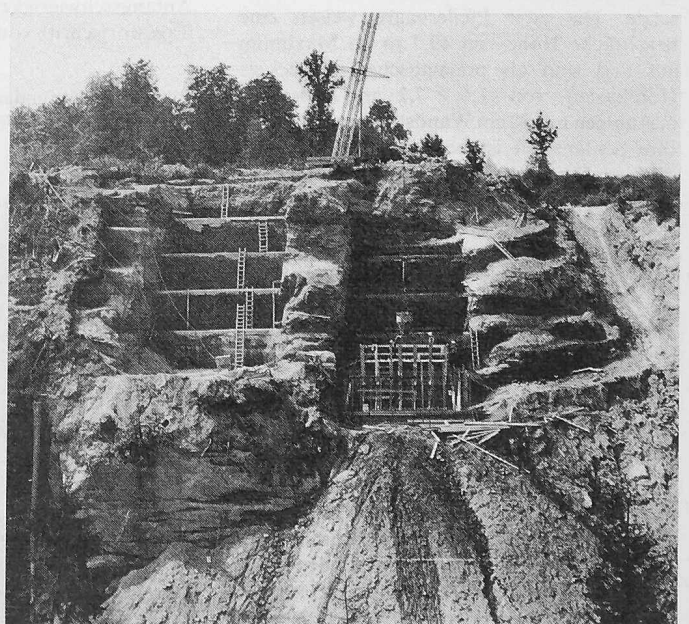
Dank der Voraussicht der Oberbauleitung war die Linienführung der Strasse so angelegt worden, dass im Bereich der Brücke keine Krümmung und auch keine Änderung des Quergefälles auftritt. Daraus ergibt sich ein absolut gleichbleibender Querschnitt, was eine sehr günstige Voraussetzung für die Vorfabrikation darstellt. Die Fahrbahn wurde durch Querschnitte in 2 m Abstand in 138 Platten aufgeteilt, die damit einen Grundriss von $2 \times 11,05$ m erhielten (Bild 25). Sie weisen die volle Plattenstärke auf und waren deshalb von Anfang an für die Biegung in Querrichtung voll tragfähig. Dies erlaubte ein sofortiges Befahren mit dem Montagegerät.

An die Ausbildung der Fugen zwischen den Platten werden einige Anforderungen gestellt. So müssen sie die Druckkräfte aus der Verbundwirkung sowie Querkräfte und Momente aus der Plattenbiegung übertragen können. Daneben sollen sie möglichst einfach, vor allem ohne Schalungsarbeiten ausgeführt werden können. Diese Anforderungen konnten durch die in Bild 26 ersichtliche Konstruktion erfüllt werden. Die Übertragung der Kräfte erfolgt durch einen Schlaufenstoss der Längsarmierung. Es bestehen allerdings gewisse Zweifel darüber, ob die kurzen Schlaufen in der Lage sind, grössere Biegemomente zu übertragen, doch hat eine

Bild 23. Widerlager auf der linken Talseite. Die Stahlträger werden eingeschoben und erreichen das Widerlager



Bild 24. Foundation der Widerlager im Bau



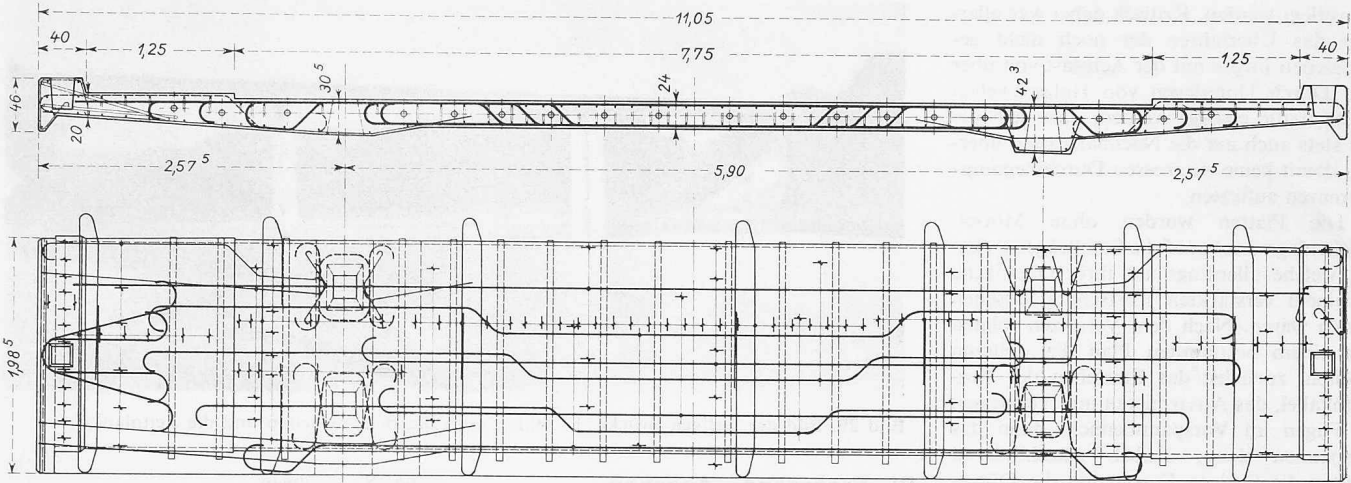


Bild 25. Vorfabrizierte Fahrbahnplatten, Schnitt und Grundriss mit Armierungen und Hüllrohren für die Vorspannung. Masstab 1:65

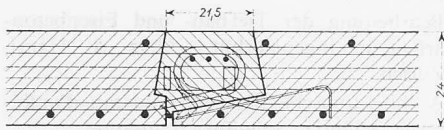


Bild 26. Detail der Fugenausbildung zwischen den vorfabrizierten Platten. Masstab 1:5

theoretische Betrachtung gezeigt, dass bei Verlust dieser Fähigkeit die Biegemomente in Querrichtung nur wenig ansteigen. Von viel grösserer Wichtigkeit ist die Übertragung der Querkräfte, welche sicher gewährleistet ist.

Die Platte weist auf einer Seite eine untere «Nase» auf, welche als Abschalung dient. Das Verlegen muss in der Richtung dieser «Nase» erfolgen, damit die nächste Platte einfach und ohne horizontales Verschieben hingelegt werden kann.

Ein weiteres Problem bildet die Einleitung der Kräfte der *Schubdübel*, welche den Verbund zwischen Platte und Stahlträger bewirken. In der Regel sind pro Platte zwei solche Dübel angeordnet, die im Extremfall bis 62 t Schubkraft einleiten. Die Platten weisen an diesen Stellen je eine Aussparung auf, die nachträglich ausgegossen wurde. Die Löcher sind mit haarnadelförmigen Eisen umschlossen, welche die Dübelkraft in die Platte einleiten. Zudem sind die Dübel noch durch eine «Klammer» mit der Querarmierung verbunden, um jedes Abheben sicher zu verhindern (Bild 27).

Wie im vorhergehenden Abschnitt dargestellt wurde, hat man die Fahrbahnplatte in der Zone der negativen Stützmomente in Längsrichtung zusätzlich mit Kabeln vorgespannt, um eine volle Mitwirkung auch in diesem Bereich zu sichern. Die *Vorspannung* wurde durch Einziehen von 18 Vorspannkabeln mit 108 t Vorspannkraft erreicht. Dies erforderte das genaue Einlegen der entsprechenden Hüllrohre in jeder Platte, die Verbindung dieser Rohre in den Fugen und die Anordnung von Ankerplatten bei den Kabelenden.

Die *Herstellung* der Platten erfolgte in einem Vorfabrikationswerk der Westschweiz. Es hatte sich gezeigt, dass dies trotz dem grossen Stückgewicht von rd 15 t und der Transportdistanz von rd. 80 km wirtschaftlicher war als die Herstellung auf der Baustelle. Da die Elemente in ihrer äusseren Form alle genau gleich waren, konnten sie in der gleichen Metallschalung gegossen werden.

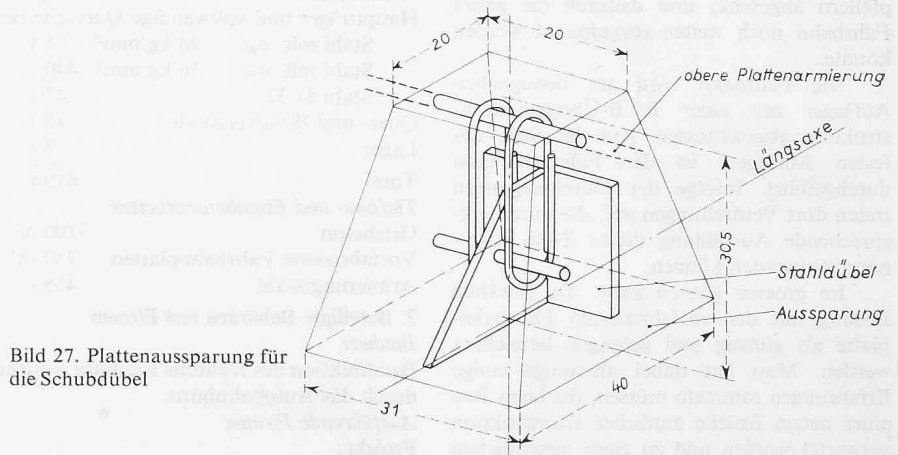


Bild 27. Plattenaussparung für die Schubdübel

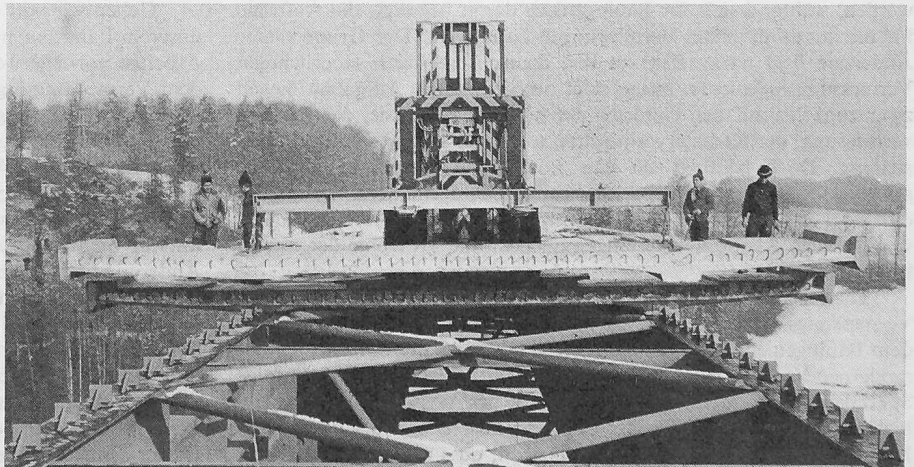
Durch Beheizung liess sich die Ausschaltfrist stark herabsetzen, so dass eine Produktion von einer Platte pro Tag erzielt werden konnte. Die Platten unterscheiden sich untereinander nur durch die verschiedenen Einlagen von Aussparungen für Dübel, Leitplankenpfosten, Wasserabläufen, von Vorspannröhren und Ankerköpfen sowie durch entsprechende Anpassung der Armierungen. Immerhin ist in diesem Zusammenhang zu erwähnen, dass die Planbearbeitung für eine solche Bauweise wesentlich aufwendiger ist als bei Ortsbeton, da alle diese Einzelheiten zum vorneherein auf das sorgfältigste studiert

und in den Plänen ganz genau festgelegt werden müssen.

Der Transport auf die Baustelle erfolgte mit Tiefadewagen im Rhythmus der Produktion. Dort wurden die Elemente auf ein Zwischenlager gelegt.

Nach vollendeter Stahlmontage konnten die Platten verlegt werden. Dazu benutzte man einen Gabelstapler, der in Brückenaxe auf den bereits verlegten Platten vorfuhr und die folgende Platte einfach vor sich hinlegte (Bild 28). Dadurch erreichte man eine sehr schnelle Montage, konnten doch im Maximum bis 20 Platten, d. h. 40 m Fahrbahn in einem

Bild 28. Verlegen der Fahrbahnplatten



Tag verlegt werden. Kritisch dabei war allerdings das Überfahren der noch nicht geschlossenen Fugen mit der Achslast von über 30 t. Durch Unterlegen von Holzschwellen musste dafür gesorgt werden, dass sich die Last stets auch auf die Nachbarplatten übertrug, damit keine zu grossen Durchbiegungsdifferenzen auftraten.

Die Platten wurden ohne Mörtelzwischenlage direkt auf die Stahlträger aufgelegt, welche allerdings auf ihrer Oberfläche mit einem verstärkten Rostschutz versehen worden waren. Nach dem Versetzen folgten nach einem bestimmten Plan die weiteren Arbeiten, zunächst das Einziehen der Vorspannkabel, das Ausarmieren und Vergiessen der Fugen im Vorspannbereich, dann das Vorspannen dieser Kabel. Anschliessend konnten die übrigen Fugen und die Dübellöcher vergossen werden, worauf nach einer Erhärtungsfrist die Brücke den Mittelpfeilern abgesenkt und dadurch die ganze Fahrbahn noch weiter vorgespannt werden konnte.

Die Fahrbahn wird am beweglichen Auflager mit einer RUB-Übergangskonstruktion abgeschlossen. Auf der Seite des festen Auflagers ist der Fahrbahnbeton durchgeführt. Infolge der Durchbiegungen treten dort Verdrehungen auf, die durch entsprechende Ausbildung dieser Zone aufgenommen werden können.

Im grossen ganzen kann die gewählte Lösung mit der vorgefertigten Fahrbahnplatte als günstig und gelungen bezeichnet werden. Man hat dabei allerdings einige Erfahrungen sammeln müssen, die beim Bau einer neuen Brücke ähnlicher Konstruktion verwertet werden und zu einer wesentlichen Vereinfachung führen sollen.

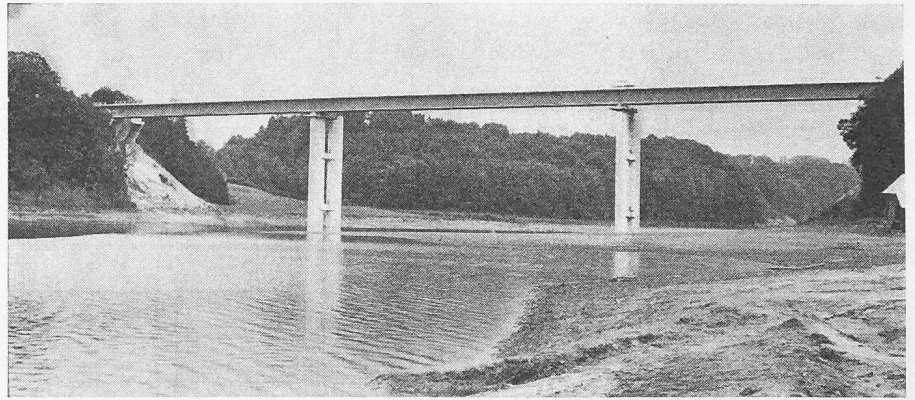


Bild 29. Bild der fertigen Brücke. Es fehlen noch die Belagsarbeiten und die Leitplanken

IV. Ergänzende Angaben

1. Massen

Stahlkonstruktion

Hauptträger und vollwandige Querscheiben

Stahl mit σ_F 40 kg/mm² 71 t

Stahl mit σ_F 36 kg/mm² 440 t

Stahl St 37 47 t

Quer- und Windverbände 45 t

Lager 7 t

Total 610 t

Tiefbau- und Eisenbetonarbeiten

Ortsbeton 3190 m³

Vorfabrizierte Fahrbahnplatten 730 m³

Armierungsstahl 455 t

2. Beteiligte Behörden und Firmen

Bauherr

Baudirektion des Kantons Freiburg, vertreten durch das Autobahnbüro.

Ausführende Firmen

Projekt:

Ateliers de Constructions Mécaniques de

Vevey S. A., Vevey.

Mitarbeiter für die Stahlkonstruktion: Prof. Dr. P. Dubas.

Bearbeitung der Tiefbau- und Eisenbetonarbeiten: Ingenieurbüro Fietz & Hauri, Zürich.

Architektonische Beratung: Bureau d'architectes Schlup et Schaffner, Lausanne.

Stahlkonstruktion:

Arbeitsgemeinschaft Ateliers de Constructions Mécaniques de Vevey S. A., Vevey (Federführung und Montageleitung), Giovanola Frères S. A., Monthey, Zwahlen & Mayr S. A., Lausanne.

Tiefbau und Ortsbeton:

Consortium du pont sur la Sarine (Losinger S. A. und SATEG, Freiburg).

Vorfabrikation der Fahrbahnplatten:

IGECO, Etoy.

Rostschutzarbeiten:

AISA, Lausanne.

Gedanken zur Bedeutung der Vermessungskunde für den Bauingenieur

DK 526 : 624

Von Prof. Dr. F. Kobold, ETH, Zürich

Noch vor wenigen Jahrzehnten gehörte die Vermessungskunde zu den Fächern, mit denen sich jeder Bauingenieur-Student gründlich befassen musste, wollte er später in der Praxis alle ihm gestellten Aufgaben lösen, zu denen in hohem Masse auch Vermessungsarbeiten gehörten. Nur ausnahmsweise wurden Spezialisten, Vermessungsingenieure oder Geodäten zur Ausführung von Bauvermessungen herangezogen. Ihre Aufgabe bestand in der Lösung besonders schwieriger Probleme, wie sie etwa bei der Absteckung langer Stollen oder bei Deformationsmessungen auftreten. Die normalen Absteckungsarbeiten gehörten jedoch zu den Aufgaben des Bauingenieurs.

Seit Jahren ist eine Änderung in dem Sinne eingetreten, dass mehr und mehr alle Vermessungsarbeiten, die bei der Errichtung grosser Bauwerke auftreten, dem Vermessungsingenieur übertragen werden, während sich der Bauingenieur damit begnügt, die Aufträge für die auszuführenden Vermessungen zu erteilen. Der Grund dieser Änderung liegt darin, dass an den deutschsprachigen Hochschulen Vermessungsingenieure ausgebildet werden. Ihre Aufgaben liegen zwar zunächst auf den Gebieten der höheren Geodäsie, der Landesvermessung, der Katastervermessung sowie der Karten- und Planherstellung. Doch befähigt sie ihre Ausbildung und ihr Fachwissen selbstverständlich auch zur Ausführung von Ingenieurvermessungen; darf doch gesagt werden, dass diese trotz ihrer Mannigfaltigkeit meist weniger tiefe Kenntnisse verlangen als etwa die Probleme der eigentlichen Geodäsie.

Die Abwälzung der Bauvermessungen vom Bauingenieur auf den Vermessungsingenieur war zudem auch deshalb angezeigt, weil es dem Bauingenieur heute kaum mehr möglich ist, die Einzelheiten der modernen Vermessungsmethoden zu beurteilen; ist er ja häufig infolge Spezialisierung und rapidem Anwachsen des Wissens auf allen Gebieten nicht einmal mehr in der Lage, die Probleme näher verwandter Fachgebiete zu lösen. Es war naheliegend, dass als Folge dieser Er-

scheinung die Frage aufgeworfen wurde, ob die Ausbildung auf dem Gebiete der Vermessung für die Bauingenieure eingeschränkt werden könne. An manchen deutschen Hochschulen wurde die Stundenzahl für Vermessungskunde bereits erheblich herabgesetzt, ja man sprach davon, das Fach für den Bauingenieur nur noch empfohlen zu erklären. Man wird den Dozenten für Vermessungskunde an der Eidgenössischen Technischen Hochschule verstehen, wenn er im vorliegenden Aufsatz einige Gedanken zu dieser Frage äussert, und insbesondere am Beispiel der Deformations- und Rutschungsmessungen zu zeigen versucht, dass auch heute noch der Bauingenieur mit dem wesentlichen Gedankengut der Vermessung vertraut sein sollte. In diesen Betrachtungen weiss er sich übrigens mit den Dozenten für Geodäsie an den deutschen technischen Hochschulen einig.

Gehen wir von der Tatsache aus, dass der Bauingenieur auch in unserem Land nur noch selten Vermessungen ausführt, sondern diese Arbeiten normalerweise dem Techniker oder bei schwierigeren Fällen dem Vermessungsingenieur überträgt. Gerade diese Tatsache zwingt jedoch zur Folgerung, dass dem Bauingenieur die Vermessungsmethoden bekannt sein müssen; denn wie könnte er sonst dem Techniker einen vernünftigen Auftrag erteilen oder mit dem Spezialisten die zu lösenden Probleme besprechen? Kann daher die Notwendigkeit, dem Bauingenieur nach wie vor eine Ausbildung in Vermessung zu vermitteln, nicht bestritten werden, so drängt sich seit längerer Zeit eine Änderung des Ausbildungszieles auf. Musste früher, als der Bauingenieur noch selbst Vermessungen durchführte, auch das praktische Vorgehen eingehend erläutert werden, so ist heute mehr Gewicht auf das allgemeine Verständnis der Vermessungsprobleme, der Methoden und der Möglichkeiten zu legen.

Sowohl die klassischen Vermessungsverfahren als auch die Photogrammetrie, beide besonders geeignet zur Kombination mit automatischer Datenverarbeitung, wurden in den letzten Jahren derart weit