

Die Isarbrücke bei Grünwald

Autor(en): **Mörsch**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **43/44 (1904)**

Heft 23

PDF erstellt am: **25.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-24818>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

INHALT: Die Isarbrücke bei Grünwald. — Bericht über die Verhandlungen des V. Denkmalpfluges in Mainz. — L'architecture contemporaine dans la Suisse romande. — Eidgen. Polytechnikum in Zürich. — Miscellanea: Elektr. Versuchsbetrieb mit Einphasenwechselstrom. Neubauten für die Universität und die Kantonsschule in Zürich sowie das Kantonale Technikum in Winterthur. Bergbahn von Münster zum Schluchthotel. Roheisen-erzeugung. Drahtseilbahn auf den Weissenstein. Schweiz, Bundesbahnen. —

Konkurrenzen: Schiffshebewerk bei Prerau im Zuge des Donau-Oder-Kanales. Schulhaus in Vauseyon bei Neuchâtel. — Literatur: Eisenbahn-Technik der Gegenwart. Basler Bauten des XVIII. Jahrhunderts. Vorlagen für das Linear- und Projektionszeichnen. — Nekrologie: † Hemmann Hoffmann. † Julius Stadler. — Vereinsnachrichten: Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein. G. e. P.: Stellenvermittlung. — Hierzu eine Tafel: L'architecture contemporaine dans la Suisse romande.

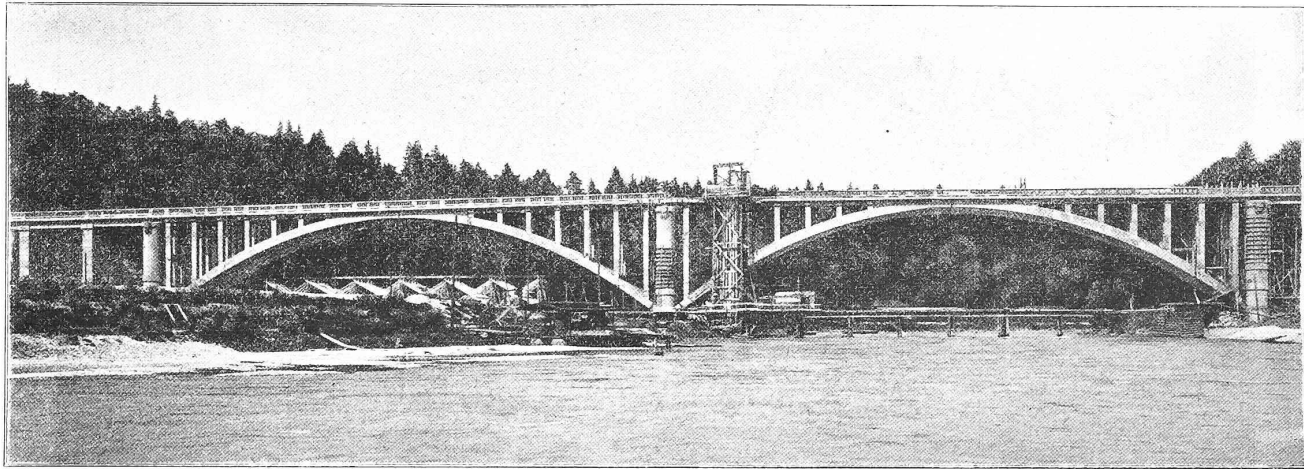


Abb. 1. Die Isarbrücke bei Grünwald. — Ansicht flussaufwärts.

Die Isarbrücke bei Grünwald.

Von Professor Mörsch.

Diese das Isartal zwischen Höllriegelsgreuth und Grünwald überspannende Brücke wurde im Auftrage der beiden Distriktsgemeinden München nach dem vom Verfasser ausgearbeiteten Projekt durch die Eisenbetongesellschaft München ausgeführt. Die rund 220 m lange Strassenbrücke besitzt zwei gewölbte Hauptöffnungen von je 70 m Spannweite und 12,8 m Pfeilhöhe, die das eigentliche Flussbett der Isar und den Werkkanal des Elektrizitätswerks überspannen. An diese beiden Hauptöffnungen schliessen sich auf dem rechten Ufer eine und auf dem linken vier Nebenöffnungen von je 8,5 m Lichtweite an, die mit einer geraden Eisenbetonkonstruktion überdeckt sind (Abb. 1, 4 und 5).

Die beiden Hauptöffnungen sind als Dreigelenkbögen ausgeführt worden. Für die Wahl dieser Konstruktionsart war ausser ihren allgemeinen Vorzügen, nämlich dem Wegfall von Nebenspannungen infolge Zusammendrückung des Wölbmaterials, infolge Temperaturunterschieds und Ausweichens der Widerlager, auch noch der der Firma für Einreichung des Projekts und der statischen Berechnung gestellte, sehr kurze Termin massgebend, indem dadurch zeitraubende Berechnungen mit statisch unbestimmten Bögen ausgeschlossen waren. Auch waren damals bestimmte Angaben über die Untergrundverhältnisse nicht vorhanden, sodass eine gewisse Vorsicht für die Wahl des Systems mitbestimmend war.

Von der Erwägung ausgehend, dass die Grenze der Spannweite einer massiven Brücke durch die Eigenlast und die zulässige Beanspruchung des Wölbmaterials gegeben ist, durch das Gewicht des nicht tragenden Aufbaus über dem Gewölbe aber wesentlich herabgedrückt wird, wurde bei der Entwurfsbearbeitung angestrebt, das Eigengewicht dieses Aufbaues möglichst gering zu halten. Es ist deshalb die Fahrbahntafel in Eisenbeton ausgebildet und mit leichten Eisenbetonsäulen auf das Gewölbe abgestützt worden.

Die Brücke war zu berechnen für Menschengedränge von 400 kg/m² und Dampfwalzenbelastung von 20 t.

Für die Dimensionierung des Gewölbes wurde das vom Verfasser im zweiten Heft 1900 der Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen angegebene Verfahren verwendet, das sich auf die Beziehungen und Einflusslinien der Kernpunktsmomente gründet. Der Zweck dieses Verfahrens ist, für jeden beliebigen Querschnitt eine solche Fugenstärke *h* und Ordinate *y* des Schwerpunkts zu finden, dass jeweils bei den ungünstigsten Laststellungen die oberen

bezw. untern Randspannungen ihre zulässige Grenze gerade erreichen. Hierbei werden auf Grund einer ursprünglichen Annahme die Lage der Stützlinie für Eigenlast (Abb. 2) rechnerisch aus den Momentengleichungen für die einzelnen Querschnitte ermittelt und die Kernpunktsmomente infolge Verkehrsbelastung mit Hilfe ihrer Einflusslinien bestimmt. Da es sich nur um Druckspannungen handelt, so kommen für diese Berechnung nur die positiven Momente *M_{ku}* und die negativen *M_{ko}* von der Verkehrslast herrührend in Betracht, und es ergeben sich, wenn der normale Querschnitt senkrecht zur Drucklinie für Eigenlast angenommen wird, folgende Gleichungen der Momente für Eigenlast:

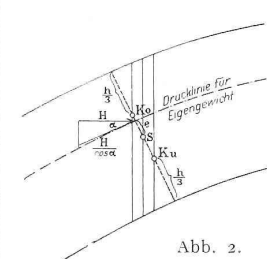


Abb. 2.

beacht, und es ergeben sich, wenn der normale Querschnitt senkrecht zur Drucklinie für Eigenlast angenommen wird, folgende Gleichungen der Momente für Eigenlast:

$$M_{ko} = - \frac{H}{\cos \alpha} \left(\frac{h}{6} - e \right)$$

$$M_{ku} = + \frac{H}{\cos \alpha} \left(\frac{h}{6} + e \right)$$

Mit $W = \frac{1}{6} \cdot b h^2$ ergeben

sich für die obere und die untere Randspannung σ folgende Gleichungen:

$$\frac{H}{\cos \alpha} \left(\frac{h}{6} + e \right) + M_{ku} = \sigma \cdot \frac{1}{6} \cdot b h^2$$

$$\frac{H}{\cos \alpha} \left(\frac{h}{6} - e \right) + M_{ko} = \sigma \cdot \frac{1}{6} \cdot b h^2$$

Die Summe beider Gleichungen ergibt:

$$\frac{H}{\cos \alpha} \cdot \frac{h}{3} + M_{ko} + M_{ku} = \frac{\sigma}{3} b h^2$$

eine zur Berechnung der Fugenstärke *h* dienende quadratische Gleichung, in welche *M_{ko}* und *M_{ku}* mit ihren Zahlenwerten ohne Vorzeichen einzusetzen sind. Die Differenz beider Gleichungen gibt die Exzentrizität *e*, um welche die Fugenmitte unter den Druckmittelpunkt für Eigenlast zu legen ist, mit

$$e = \frac{M_{ko} - M_{ku}}{2 H} \cdot \cos \alpha$$

oder die Exzentrizität im lotrechten Schnitt ist

$$\eta = \frac{e}{\cos \alpha} = \frac{M_{ko} - M_{ku}}{2 H}$$

Die so erhaltene Gewölbform stellt eine erste Annäherung dar, die durch eine Wiederholung der Rechnung korrigiert werden kann. Im vorliegenden Fall sind für die gefundene Gewölbform in der eingereichten statischen Berechnung die Beanspruchungen mit Hilfe der Kernpunkts-

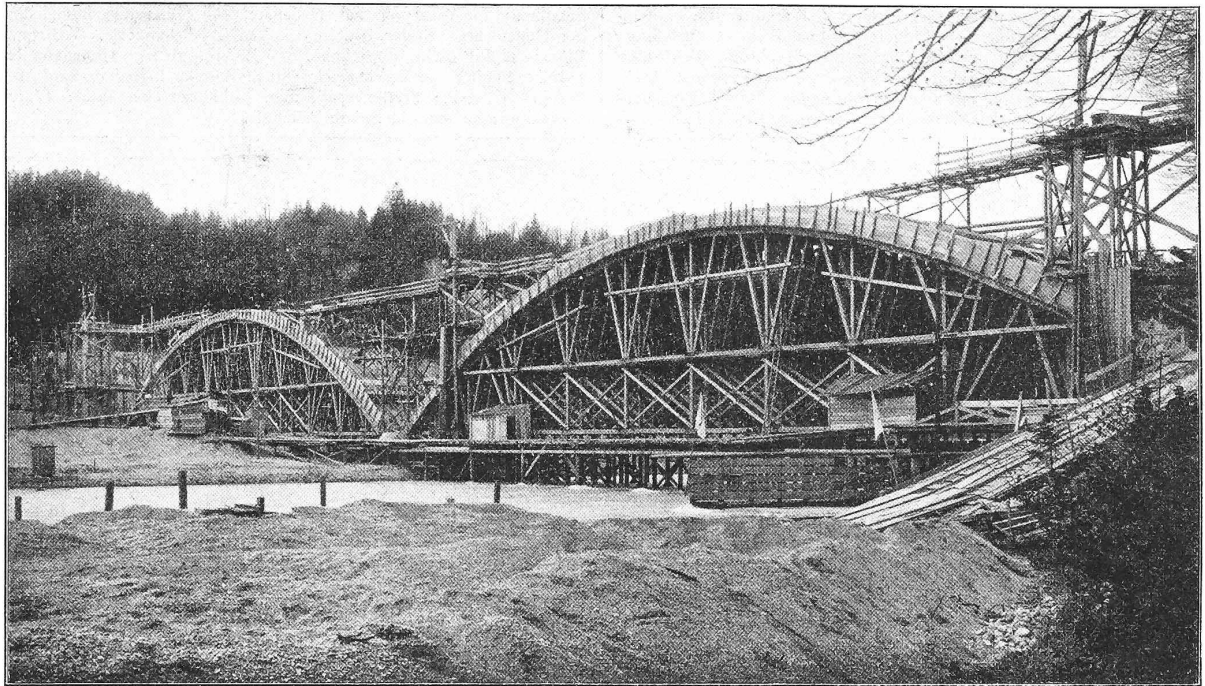


Abb. 3. Ansicht der im Bau begriffenen Isarbrücke bei Grünwald vom rechten Ufer aus.

momente nochmals berechnet worden, wobei die Momente der ständigen Belastung rechnerisch und diejenigen der Verkehrsbelastung aus den Einflusslinien ermittelt wurden. Wegen des geringen Eigengewichts war es notwendig, auch die kleinsten Werte der Randspannungen zu berechnen, um Gewissheit über das Auftreten etwaiger Zugspannungen zu erhalten. Bei der Dimensionierung wurde eine zulässige Druckspannung des Betons von 36 kg/cm^2 zu Grunde gelegt, da aber die Fugenstärken auf ganze cm aufgerundet worden sind, blieben die berechneten tatsächlichen Randspannungen etwas unter dieser Grenze. Eine Uebersicht über die Grenzwerte der Randspannungen gibt die folgende Tabelle:

Fuge	kg/cm^2	Fuge	kg/cm^2
I. $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o = + 33,8 + 19,7 \\ \sigma_u = + 33,7 + 19,2 \end{array} \right.$		V. $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o = + 34,6 + 3,6 \\ \sigma_u = + 34,2 + 2,1 \end{array} \right.$	
II. $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o = + 34,8 + 9,4 \\ \sigma_u = + 35,5 + 9,1 \end{array} \right.$		VI. $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o = + 34,7 + 5,0 \\ \sigma_u = + 34,4 + 3,2 \end{array} \right.$	
III. $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o = + 34,7 + 5,3 \\ \sigma_u = + 34,8 + 4,5 \end{array} \right.$		VII. $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o = + 35,6 + 7,9 \\ \sigma_u = + 35,0 + 5,5 \end{array} \right.$	
IV. $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o = + 35,0 + 3,5 \\ \sigma_u = + 35,0 + 2,3 \end{array} \right.$		VIII. $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o = + 35,4 + 14,7 \\ \sigma_u = + 35,1 + 11,9 \end{array} \right.$	

Die Gewölbesterke beträgt im Scheitel 75 cm , im Kämpfer 90 cm und erreicht in Fuge V und VI mit $1,20 \text{ m}$ ihren grössten Betrag.

Wie aus der Tabelle ersichtlich ist, wird das Material infolge der richtigen Form und Stärke des Gewölbes sehr gut ausgenützt. Zugspannungen treten keine auf, dagegen sinken die Druckspannungen im ungünstigsten Falle auf $2,1 \text{ kg/cm}^2$. Da der Gewölbdruck im Mittel zu 2000 t auf die ganze Breite von $8,0 \text{ m}$ angenommen werden darf, so ergibt sich bei einer Abweichung dieses Druckes von 1 cm von der Fugenmitte eine Biegungsspannung im stärksten Querschnitt von

$$\sigma_b = \frac{2000 \cdot 0,01}{1,6 \cdot 8 \cdot 1,2^2} \text{ rund} = 10 \text{ t/m}^2 = 1 \text{ kg/cm}^2.$$

Oder mit andern Worten: jeder Zentimeter, um welchen die Gewölbeform von der richtigen abweicht, ändert die Randspannungen um rund 1 kg/cm^2 . Man würde also bei einer Abweichung von 4 bis 5 cm in den Querschnitten IV bis VI schon Zugspannungen erhalten. Da solche Abweichungen durch ungenaue Ausführung oder ungleiche Senkung des Lehrgerüsts nicht unbedingt ausgeschlossen erschienen, wurde das Gewölbe mit einer Eisenarmierung versehen, deren Notwendigkeit also rechnerisch nicht begründet ist, und die nur aus praktischen Gründen zur Erhöhung der Sicherheit angeordnet wurde. Diese Eiseneinlagen bestehen aus je neun Rundeseisen von 28 mm Durchmesser oben und unten auf die ganze Breite von 8 m . In

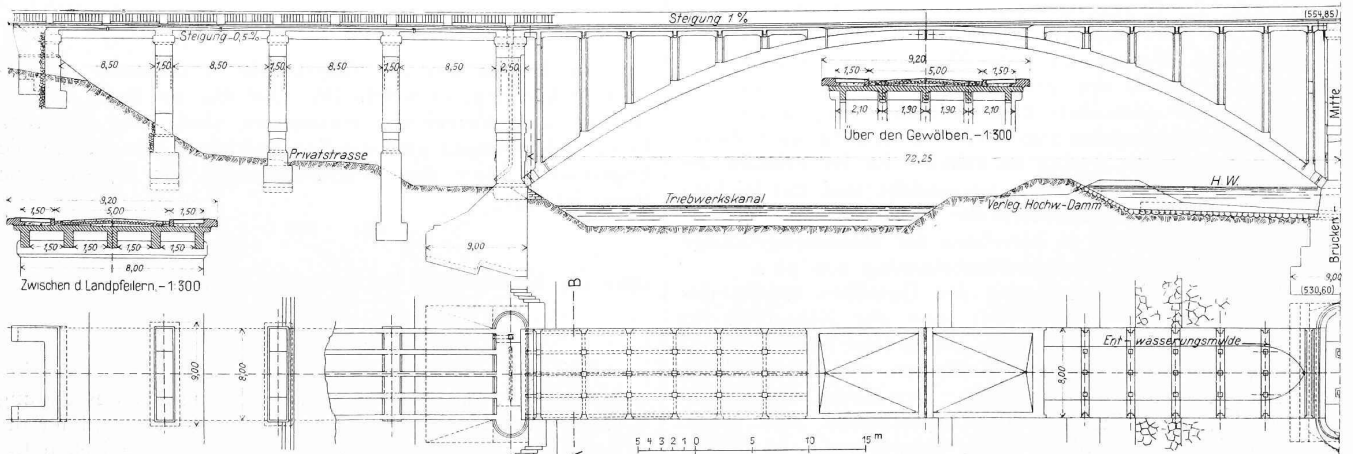


Abb. 4. Längsschnitt und Grundriss der Isarbrücke bei Grünwald. Linke Hälfte. — Masstab 1:600.

Abständen von 1 m sind die obere und untere Eisen durch 7 mm starke Rundeisenbügel mit einander verbunden.

Der grosse Einfluss der richtigen Gewölbform zeigt deutlich, wie wenig angebracht eine graphische Konstruktion der Stützlinie bei so weit gespannten Gewölben ist, denn im Masstab 1 : 100 müsste eine Genauigkeit von 1/10 mm eingehalten werden können, wenn man die Spannungen auf 1 kg/cm² richtig erhalten wollte.

Die Notwendigkeit einer möglichst genauen Uebereinstimmung der bei der Rechnung gemachten Voraussetzungen mit der Ausführung, war auch für die Wahl der Gelenkkonstruktion aus Stahlguss ausschlaggebend. Von den Bleigelenken abgesehen, kamen noch Steingelenke in Frage, die neuerdings bei grösseren Brücken mehrfach angewendet worden sind. Bei den Steingelenken müssen, um übermässige Druckpressungen zu vermeiden, grosse Krümmungsradien gewählt werden, die eine genügende Berührungsfläche liefern; infolgedessen ist der Angriffspunkt des Gelenkdruckes nicht genügend fixiert und es werden bei der Wälzung eines derartigen Steingelenkes ziemliche Reibungswiderstände auftreten können. Auch sind mit Steingelenken nur wenig Versuche gemacht worden, die ergeben haben, dass sehr hartes Gestein nicht geeignet ist, sondern nur verhältnismässig weiches Gestein von gleichmässigem Gefüge. Ein anderer Nachteil, der kaum genügend gewürdigt wird, ist mit diesen grossen Radien verbunden. Tritt nämlich ein geringes Ausweichen der Widerlager ein, so muss der Berührungspunkt des Gelenks, um dessen Drehung zu ermöglichen, einen ziemlich grossen Weg zurücklegen, er wird also eine exzentrische Lage einnehmen. In dieser Hinsicht ist ein bezeichnendes Beispiel die in der Ausstellung des deutschen Betonvereins in Düsseldorf 1902 errichtete Brücke, bei der die Berührungspunkte der Gelenkquader im Scheitel bereits ins obere Drittel, in den Kämpfern ins untere Drittel gerückt sind. Alle diese Mängel sind bei Stahlgelenken nicht vorhanden, die ausserdem leichter und billiger hergestellt und genauer versetzt werden können.

Die Gelenke erhielten die aus den Abbildungen 6 und 7 ersichtlichen Abmessungen; sie sitzen mit gehobelter Fläche und zwischengelegten 4 mm starken Bleiplatten auf armierten Betonquadern auf. Der Druck in der Uebertragungsfläche beträgt 100 kg/cm². Die Gelenke sind für eine zulässige Biegungsspannung von 1200 kg/cm² dimensioniert und beide Hälften berühren sich auf Zylinderflächen von 250 und 200 mm Radius. Es sind also ebenfalls Wälzelenke, aber selbst wenn sich die Spannweite durch Ausweichen der Widerlager um 2 cm vergrössern würde, wäre der vom Berührungspunkt zurückgelegte Weg infolge der kleinen Krümmungsradien nur 0,7 mm. Je zwei zusammengehörige Gelenkhälften waren beim Versetzen durch vier Schrauben miteinander verbunden und durch zwei Rollen an den Enden gegen Verschiebung gesichert, sodass die

beiden Hälften sich genau in der Mitte berührten. Die schwache Schraubenverbindung braucht nicht entfernt zu werden, da sie den auftretenden Kräften keinen nennenswerten Widerstand entgegensetzen kann. Die Länge der einzelnen Gelenkstücke beträgt 78 cm, sodass zwischen denselben ein Raum von 2 cm übrig bleibt. Die Gelenke, die zusammen 10 t wiegen, wurden in bearbeitetem Zustand vom Stahlwerk Mannheim geliefert. Zwei an die Gelenke angelegte Probestäbe und ein 20 cm langes Kämpfergelenkstück wurden im mechanisch-technischen Laboratorium der k. technischen Hochschule München auf ihre Festigkeit geprüft. Die beiden Probestäbe aus Stahlguss zeigten eine Zugfestigkeit von 5140 bzw. 5220 kg/cm² und eine Dehnung von 11,3 % bzw. 19,2 %; die Erprobung des zwei-

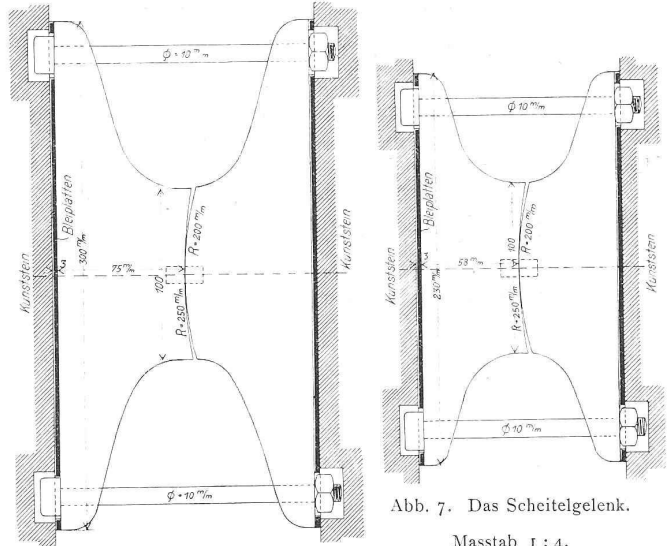


Abb. 6. Das Kämpfergelenk.

Abb. 7. Das Scheitelgelenk.
Masstab 1 : 4.

teiligen Gelenkstückes, dessen zulässige Belastung 60 t betrug, ergab folgendes Resultat:

Belastung	t	1	30	60	120	180	240
Breite der Berührungsstellen	vorn	1,0	6,0	10,5	15,0	20,0	30,0
	hinten	2,0	8,0	11,2	17,4	20,0	30,0
Zusammendrückung		0	0	0	0,3	0,5	0,7

Wie schon erwähnt, wird der Druck der Gelenke zunächst auf besondere Quader übertragen, die eine grosse Festigkeit haben müssen, weil die Pressung an der Rückseite der Gelenke 100 kg/cm² im Maximum beträgt. Anfänglich sind hierfür Granitquader vorgesehen gewesen, aus Ersparnisrücksichten wurden dann armierte Betonquader gewählt, nachdem an der Versuchsanstalt in München durchgeführte Druckversuche ein günstiges Ergebnis geliefert hatten. Die Gelenkquader sind nur auf einen Teil ihrer

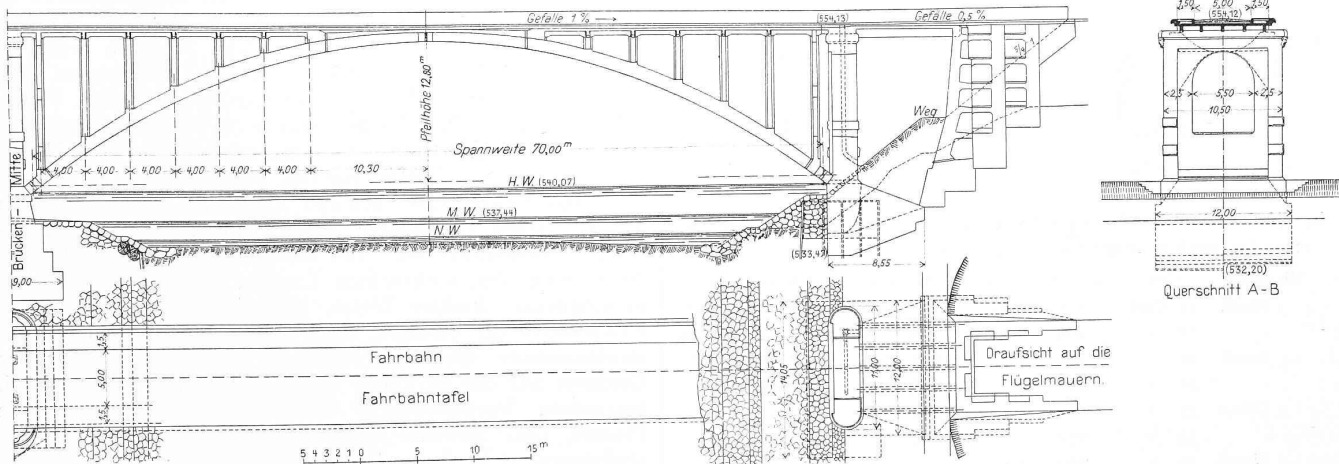


Abb. 5. Längsschnitt, Querschnitt und Grundriss der Isarbrücke bei Grünwald. Rechte Hälfte. — Masstab 1 : 600.

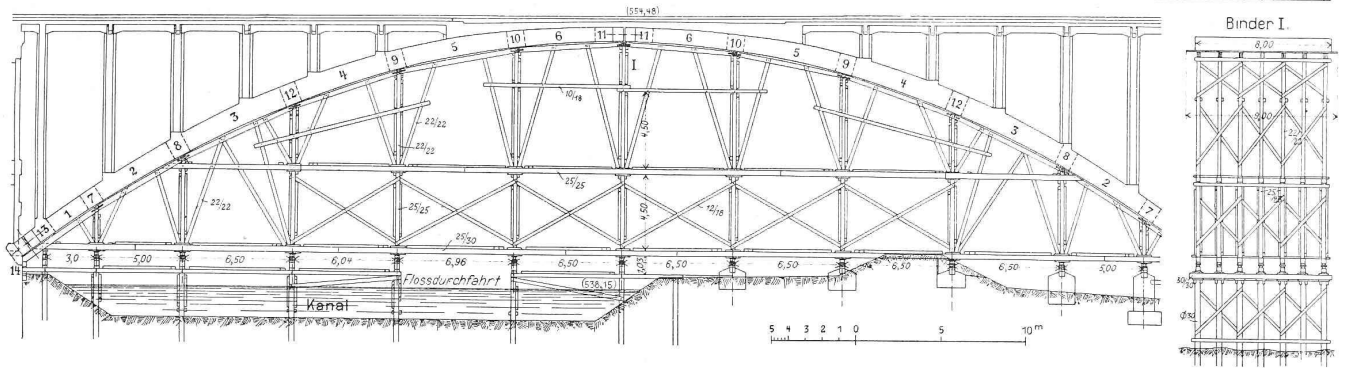


Abb. 8. Das Lehrgerüst der Isarbrücke. Linke Stromöffnung. — Ansicht und Querschnitt. — Masstab 1 : 400.

Fläche gedrückt; derartig belastete Probekörper werden durch Spaltung mit Rissen in der Krafrichtung zerstört, es müssen daher Eiseneinlagen, welche senkrecht zur Krafrichtung und quer zu dem Belastungsstreifen verlaufen, die Bruchfestigkeit wesentlich erhöhen. Die angefertigten Probekörper hatten eine Grundfläche von 50/50 cm, eine Höhe von 40 cm und wurden auf der oberen Fläche in einem 15 cm breiten Streifen gedrückt. Es waren vier Schichten von je neun Eiseneinlagen von 12 mm Durchmesser vorhanden, wovon drei Schichten in der oberen Hälfte und eine

Bei der Herstellung der Gelenkquader, die in genauen gusseisernen Formen mit eben gehobelten Flächen erfolgte, wurden die Eiseneinlagen in der ganzen Höhe gleichmässig verteilt, da bei den Probekörpern die Risse im untern, weniger armierten Teil aufgetreten waren. Die Länge der Quader beträgt 79 cm und entspricht der Länge der Gelenkstücke, sodass auf je einen Quader ein Gelenkstück kommt. An den Kämpfergelenken war die Anordnung so getroffen, dass beide Quaderreihen auf dem Lehrgerüste auflagen, sodass eine gegenseitige Verschiebung derselben ausgeschlossen war. Eine solche tritt immer ein, wenn der Gelenkquader auf der Widerlagerseite vor Herstellung des Gewölbes fest versetzt wird und nur der gewölbseitige Quader auf dem Lehrgerüst aufliegt, sodass er dessen Senkung beim Aufbringen des Gewölbebetons mitmachen muss. Die Eiseneinlagen der Gewölbe wurden an den Gelenksteinen senkrecht abgebogen und an deren Rückseite weitergeführt.

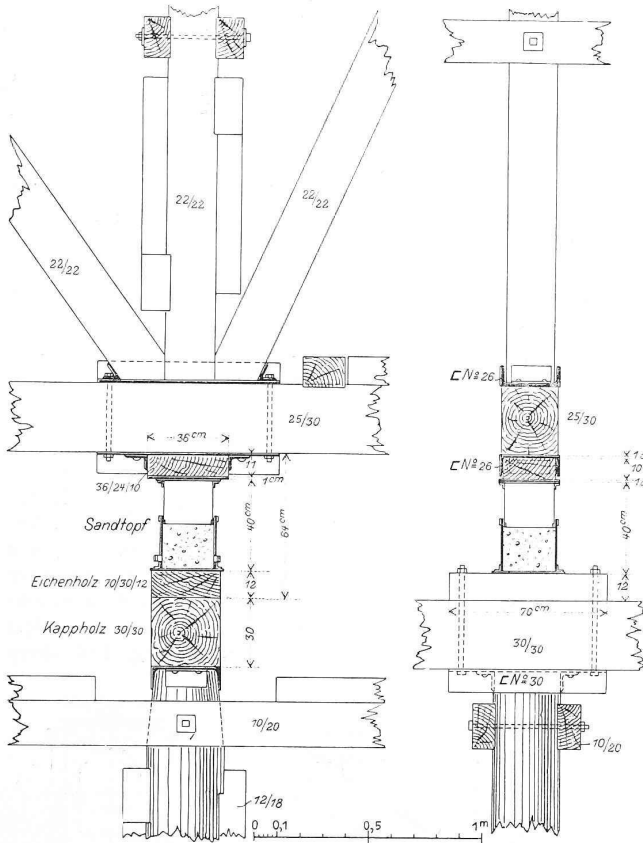


Abb. 9. Detail des Lehrgerüsts der Isarbrücke. — Masstab 1 : 30.

in der Nähe der Unterseite eingelegt waren. Die Druckversuche hatten folgendes Ergebnis:

Mischung	Alter	erste Risse bei	Bruch bei	Bemerkung
1 : 3 Basalt	33 Tage	336 kg/cm^2	605 kg/cm^2	Bei 605 kg/cm^2 ist die Druckkraft der Presse erschöpft.
	32 »	264 »	530 »	
1 : 4 Basalt	32 »	264 »	605 »	der Presse erschöpft.
	32 »	228 »	438 »	
1 : 3 Granit	33 »	228 »	494 »	
	33 »	252 »	605 »	
1 : 4 Granit	30 »	209 »	456 »	
	30 »	228 »	579 »	

Das Gewölbe wurde in einzelnen Abteilungen betoniert, deren Grösse und Reihenfolge in Abbildung 8 zu ersehen ist. Bei der Einteilung dieser Abteilungen ist auf die Konstruktion des Lehrgerüsts in der Weise Rücksicht genommen worden, dass sich die grösseren derselben 1 bis 6 in der Hauptsache je über ein ganzes Kranzholz erstreckten und an den Stössen der Kranzhölzer über den Pfosten kleinere Zwischenräume frei liessen, ebenso blieben vor den Gelenkquadern noch kleinere Zwischenräume frei. Für die Reihenfolge der Ausbetonierung der kleinen Abteilungen 7 bis 14 war massgebend, dass lange zusammenhängende Gewölbestücke möglichst spät erhalten wurden, d. h. erst als nur noch geringe Lasten auf das Lehrgerüste kamen, sodass dessen Deformationen nicht mehr schädlich werden konnten. Die letzten Abteilungen waren diejenigen unmittelbar neben den Gelenkquadern in den Kämpfern. Wenn man mit dieser Vorsicht verfährt, wird man leicht ein rissfreies Gewölbe erhalten, während andererseits bei planloser Einteilung der Abteilungen sich infolge der Deformation des Lehrgerüsts einzelne Fugen öffnen können. Das Gewölbe wurde im Mischungsverhältnis von einem Teil Blaubeurer Portlandzement zu zwei Teilen Isarsand und vier Teilen Isarkies hergestellt.

Das Lehrgerüste bestand in beiden Hauptöffnungen aus je sieben Lehrbögen, deren Konstruktion aus Abbildung 8 ersichtlich ist. Bei dieser Anordnung erfolgt die Abstützung der senkrechten Lasten der Betonabteilungen in möglichst direkter Weise auf die Pfähle, sodass die Kranzhölzer die einzigen auf Biegung beanspruchten Konstruktionsteile sind. Hiedurch wird die Deformation des Gerüsts auf das geringste Mass beschränkt, sofern durch besondere Vorkehrungen dafür gesorgt ist, dass die Pfosten und Streben nicht in das Holz der Schwellen eindringen, d. h. dass das Holz der Schwellen senkrecht zur Faser nicht überansprucht wird. Diesem Umstand

wurde früher wenig Beachtung geschenkt, man begnügte sich damit, zwischen Pfosten und Schwellen Blechstücke einzulegen um nachher zu konstatieren, dass sich der Pfosten mitsamt dem Blechstück in die Schwelle eingedrückt hatte, aus dem einfachen Grund, weil die Druckfestigkeit des Holzes senkrecht zur Faser überschritten war. Schon bei der Projektaufstellung im Jahre 1901 waren zur Druckübertragung zwischen Pfosten und Schwellen Hartholzstücke vorgesehen; bei der Ausführung wurden dann \sqsubset Eisenstücke gewählt, welche eine einfachere und stabilere Anordnung zuließen. Versuche, welche die ausführende Firma mit Hilfe ihrer Druckpresse an Unterlagsstücken aus Tannen- und aus Buchenholz von 14/20 cm Querschnitt vornahm, auf die ein Hartholzstempel nach nebenstehender Anordnung (Abb. 10) einwirkte, ergaben folgendes:

1. Tannenholz.

Druck	10 kg/cm ²	Einpressung	o mm	
"	13 "	"	0 "	
"	20 "	"	0,5 "	
"	30 "	"	2,0 "	
"	40 "	"	3,5 "	Abreissen der Fasern
"	50 "	"		vollständiger Bruch

2. Buchenholz.

Druck	20 kg/cm ²	Einpressung	o mm	
"	30 "	"	0,2 "	
"	40 "	"	0,5 "	
"	50 "	"	0,7 "	
"	60 "	"	1,0 "	
"	70 "	"	1,75 "	Beginn des Abscherens.
"	80 "	"	3,0 "	
"	90 "	"	5,2 "	
"	100 "	"	8,7 "	Zerstörung

Hienach wurden 13 bis 15 kg/cm² als zulässige Beanspruchung des Tannenholzes quer zur Faser gewählt und der Berechnung der \sqsubset Eisenstücke zugrunde gelegt. Die Details der Knotenpunkte sind in Abbildung 9 dargestellt. Ein Vorzug dieser Konstruktion besteht auch darin, dass die Zapfenlöcher, welche die Druckübertragungsfläche sehr beeinträchtigen, ganz wegfallen. Die Pfosten- und Strebenfüsse wurden durch angeschraubte oder angenietete Winkeleisenstücke gegen seitliche Verschiebung gesichert. Dieselben Vorkehrungen für die Uebertragung der Druckkräfte sind natürlich auch zwischen den Pfahlköpfen und den Kapphölzern, sowie über und unter den Sandtöpfen nötig geworden. Bei den Sandtöpfen wurden ausschliesslich Eichenholzzwischenlagen angewendet. Die Kranzhölzer sind ganz in die Pfosten und Streben eingelassen worden, um die grösste Druckübertragungsfläche zu erhalten. Die Sandtöpfe aus Eisenblech mit einem Stempel aus Eichenholz sind vor ihrer Verwendung auf den dreifachen Druck geprüft worden. Es wurden überall Sandtöpfe angewendet, mit Ausnahme der Unterstützung in der ersten Reihe bei den Kämpfern, die mit eichenen Keilen geschah. Von der Verwendung von Senkschrauben wurde mit Rücksicht auf die Kosten abgesehen; auch bieten die Sandtöpfe den Vorzug einer stabileren Auflagerung des Lehrgerüsts und gestatten, das Ausschalen bei genügender Vorsicht und Erfahrung ebenso sicher vorzunehmen wie mittels Senkschrauben. (Schluss folgt.)

Bericht über die Verhandlungen des fünften Denkmalpfegetages in Mainz,

am 26. und 27. September 1904.

Erstattet vom Vertreter des schweizer. Ingenieur- und Architekten-Vereins
Eugen Probst, Architekt in Zürich.

Die Tagung fand unter dem Protektorat Seiner Königl. Hoheit des Grossherzogs von Hessen und unter dem Vorsitz des Geh. Justizrates Prof. Dr. Loersch aus Bonn im Kasinohof vom Gutenberg statt. Fast alle deutschen Regierungen waren vertreten, desgleichen die österreichische Regierung und der Grossteil der deutschen Architekten- und Altertumsvereine sowie der Museen; ferner hatten Vertreter entsandt: die österreichischen und die schwedischen Architekten sowie der schweizerische Ingenieur- und Architekten-Verein.

Als erstes Traktandum kam die Frage der *Vorbildung zur Denkmalpflege* zur Sprache, worüber die Herren Geh. Hofrat Professor von *Oechelhäuser* und Dombaumeister *Arntz* referierten. Schon auf dem letzten Denkmalpfegetag in Erfurt ist eine kleine Kontroverse entstanden über die Frage, wie wohl diese Vorbildung am besten erreicht werden könne, ob auf der Universität, also durch das Studium der Kunstgeschichte, oder auf der technischen Hochschule, durch das Studium der Architektur, und es war damals besonders Herr Prof. Dehio aus Strassburg, der mit Wärme für eine alleinige Ausbildung der Denkmalpfleger auf der Universität eintrat; es wurde dann beschlossen, auf dem diesjährigen Denkmalpfegetag die Angelegenheit nochmals zur Sprache zu bringen. Man war versucht anzunehmen, dass von den genannten Herren Referenten jeder seinen Wirkungskreis als den für die Vorbildung zur Denkmalpflege allein richtigen darzustellen bestrebt sein werde; aber Herr von Oechelhäuser sowohl, wie Herr Arntz und die Mehrzahl der nachfolgenden Redner, die sich an der Diskussion beteiligten, neigten der Ansicht zu, dass der Architekt doch eher berufen sei, die Wiederherstellung eines historischen Bauwerkes richtig durchzuführen, unter der Voraussetzung allerdings, dass ihm eine gründliche kunstgeschichtliche Bildung nicht mangle. Der bisherige Wettstreit der Kräfte hat sich also immerhin zu Gunsten der Architekten verschoben, und es war interessant, im Anschluss an die verschiedenen Voten, vom Rektor der technischen Hochschule in Wien, Herrn Prof. Neuwirth, zu vernehmen, dass für diese Anstalt gegenwärtig ein neuer Lehrplan vorbereitet wird, worin die Denkmalpflege ganz besondere Berücksichtigung findet. Im allgemeinen wird Herr Regierungsrat Lutsch wohl das Richtige getroffen haben, als er sagte: «Nicht jeder, der auf einer Hochschule Architektur, und nicht jeder, der Kunstwissenschaft oder Archäologie studiert hat, ist für den Dienst der Denkmalpflege geeignet. Hinzukommen muss die Erfahrung des Lebens, welche allein den Kiesel zum Edelstein schleift und ihn brauchbar macht zur Einreihung in die Krone universeller Bildung, die für kein Fach notwendiger ist, als für die Pflege des künstlerischen Erbes unserer Väter. Erst wenn dieser Schliffl vollendet ist, ist der Edelstein fassungswürdig. Auf keinem Gebiete mehr, als auf dem unsern gilt das Wort des grossen Briten: «Reif sein ist alles». Helfen Sie dazu jedem, der sich in jungen Jahren dazu anlässt, sei er nur feinfühligem Sinnes und von der Wonne der Sehnsucht nach Erkenntnis der grossen Alten durchschauert; dann wird ein grosses Licht aufgehen über dem jetzt noch dunklen Lande der deutschen Denkmalpflege.»

Die Verhandlungen über die mit der *Erhaltung des Berliner Opernhauses* zusammenhängenden Fragen mussten bedauerlicherweise fallen gelassen werden, da der Berichterstatter, Herr Professor *Wallé* aus Berlin, vor ganz kurzer Zeit plötzlich gestorben ist, und eine andere Persönlichkeit für den einleitenden Vortrag in der kurzen Spanne Zeit nicht gewonnen werden konnte.

Da verschiedene Herren der Versammlung eine Behandlung der *Heidelbergerschloss-Frage* wünschten, so äusserte sich hierüber der Vorsitzende dahin, dass mit Rücksicht auf das sehr wichtige und auch sehr heikle Thema dieses Traktandum auf dem nächsten Denkmalpfegetag besprochen und zwei besondere Referenten hierfür bestimmt werden sollen. Die Versammlung konnte sich hiemit einverstanden erklären, nachdem von autorisierter Seite die beruhigende Mitteilung gemacht wurde, dass die Angelegenheit von der badischen Regierung bis dahin nicht entschieden werde, und dass ferner bis zum nächsten Jahre vielleicht ein neues Projekt zu erwarten sei. Der grosse Kampf — denn ein solcher wird siehe: zu gewärtigen sein — ist also auf nächstes Jahr verschoben.

Es folgten als weiteres Traktandum die Vorschläge für die *Bezeichnung von wiederhergestellten Teilen eines Bauwerkes*. Schon an den beiden letzten Tagungen hatte sich die Versammlung allzulange mit dieser Sache zu befassen, es wurde sogar eine kleine Kommission ernannt, die die Anregung prüfen sollte. Da diese zu keinem Ziel gelangte, legte nun Architekt *Ebhardt* aus Berlin seine Vorschläge der Versammlung gedruckt vor und begleitete sie mit einem kurzen Referat. Seine «Leitsätze» gehen im allgemeinen dahin, alle Wiederherstellungsarbeiten an einem Kunstdenkmal, sei es nun Bauwerk, Malerei, Plastik oder Gegenstand des Kunsthandwerkes, so zu kennzeichnen, dass später immer das Neue vom Alten deutlich unterschieden und nachgewiesen werden kann, ohne indessen auffällig oder gar störend zu wirken. Mit dem Grundgedanken war man allgemein einverstanden, nur die Art und Weise, wie er auszuführen sei, begegnete den grössten Meinungsverschiedenheiten, und vor Allem war die Versammlung darin einig, dass die Vorschläge des Architekten *Ebhardt*, weil viel zu weitläufig und unpraktisch, undurchführbar bzw. unannehmbar seien. Es bildete ein sichtliches Vergnügen der Redner, an den «Leitsätzen» solange herumzuzupfen, bis schliesslich der Vorsitzende das Traktandum abbrach und der Verammlung einen Antrag zur Annahme empfahl, wonach