

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297571

Der Brückenbau.

Der Brückenbau.

2275



Y. 58

Der Brückenbau.

Nach Vorträgen,

gehalten an der deutschen technischen Hochschule in Prag

von

Dpl. Ingenieur **Joseph Melan**

k. k. Hofrat, o. ö. Professor des Brückenbaues.

II. Band.

Steinerne Brücken und Brücken aus Beton-Eisen.

Mit 269 Abbildungen im Text.

F. Nr. 28 699



LEIPZIG UND WIEN.

FRANZ DEUTICKE.

1911.

F. 58
84

XXX
726.

Der Brückenbau.

von

Joseph Ritter von Baughey

Joseph Ritter von Baughey

**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW**

119784

Verlags-Nr. 1655.

K. u. k. Hofbuchdruckerei Carl Fromme, Wien.

Akc. Nr. 2227/49

Inhaltsverzeichnis des zweiten Bandes.

Steinerne Brücken und Brücken aus Beton-Eisen.	Seite
Geschichtliches	1
I. Kapitel. Theorie der massiven Bogenträger und ihre Anwendung auf Gewölbe.	
Definition der Stützlinie, Normalspannungen	13
Der Dreigelenkbogen	19
Der gelenklose eingespannte Bogen	27
Analytisches Verfahren	28
Graphisches Verfahren	33
Wirkung von Temperaturänderungen oder einer Verschiebung der Widerlager	47
Wirkung schräg gerichteter Kräfte	51
Näherungsberechnung des eingespannten Gewölbes	54
Wirkung elastisch nachgiebiger Widerlager und Pfeiler	57
Der Zwei- und Eingelenkbogen	60
II. Kapitel. Die Baustoffe der Stein- und Betonbrücken.	
Die Bausteine und ihre Festigkeitseigenschaften	65
Die Festigkeit des Mauerwerks	70
Der Beton und seine Festigkeitseigenschaften	74
Der Eisenbeton	84
Theorie des Eisenbetons	86
Zulässige Beanspruchung der Steinbauten	106
III. Kapitel. Stein- und Eisenbetonbrücken mit platten- und balkenförmigem Tragwerke.	
Plattendurchlässe und plattenförmige Überdeckungen aus Eisenbeton	110
Balkenbrücken aus Eisenbeton mit oben liegender Fahrbahn	124
Balkenbrücken aus Eisenbeton mit versenkter Fahrbahn	151
IV. Kapitel. Die gewölbten und bogenförmigen Tragwerke aus Stein und Eisenbeton.	
Die Ermittlung der günstigsten Gewölbform	157
Die Stärke der Mauerwerks- und Stampfbetongewölbe	164
Gelenkloses Gewölbe	167
Gewölbe mit Kämpfer- und Scheitelgelenken	171

	Seite
Die Dimensionierung der Eisenbetonbogen	174
Gelenkloser Bogen	175
Dreigelenkbogen	177
Steife Armierung mit teilweiser Aufnahme der Eigenlast	177
Die statische Untersuchung der Gewölbe und Berechnung der Spannungen	182
Störungen der Stützlinie, Rissebildungen, Maßregeln zu deren Verhütung bei der Ausführung der Gewölbe	188
Gelenke in Steinbrücken	201
Überschüttung und Übermauerung der Gewölbebogen, Spandriilmauerwerk, Sparbögen, Längsteilung der Brückengewölbe	219
Bogenbrücken in Eisenbeton	230
Gewölbe mit steifen Eiseneinlagen	232
Bogenbrücken mit schlaffen Eiseneinlagen	257
Widerlager und Zwischenpfeiler	271
Viadukte	287
Schiefe gewölbte Brücken	297
Entwässerungsanlagen und Fahrbahn der Steinbrücken	306
Geländer und architektonische Ausschmückung	313
Lehrgerüste der gewölbten Steinbrücken	319
Literaturangaben	346
Anhang.	
Beispiel für die statische Untersuchung und Spannungsberechnung eines Brückengewölbes	349
Berichtigungen und Ergänzungen	357

Steinerne Brücken und Brücken aus Beton-Eisen.

Zu den in diesem Abschnitte zu behandelnden Brückenbauwerken gehören zunächst alle jene, deren Öffnungen mittels gewölbter Bogen aus Quadern, Bruchstein-, Ziegel- oder Stampfmauerwerk überspannt sind, bei welchen sonach das Tragwerksystem der Gewölbe oder massiven Bogenträger zur Anwendung kommt. Im Zusammenhange damit werden aber auch, als zu den Massivkonstruktionen gehörend, die Brücken aus mit Eisen bewehrtem Beton besprochen werden, bei welchen neben den Bogenträgern auch die flachen, auf dem Platten- oder Balkenträgerprinzip beruhenden Überdeckungen eine wichtige Rolle spielen und deren Ausführungen in der Neuzeit zunehmende Bedeutung erlangt haben.

§ 1. Geschichtliches.

Die ersten Ausführungen von Steinbrücken sind mit den Anfängen der Brückenbaukunst verknüpft. Die Ägypter und Griechen kannten aber nur Überdeckungen kleiner Öffnungen mit Platten und Balken, bei etwas größeren Spannweiten mittels ausgekragter Steine. Ganz hervorragend, wie auf allen Gebieten des Bauwesens so auch auf dem des Brückenbaues, waren die Leistungen der Römer. Der allerdings schon vorrömischen Völkern (Sumerier, Ägypter, Etrusker) bekannte Gewölbebau gelangte bei ihnen zu hoher Entwicklung und ihre Wasserleitungs- und Straßenbauten führten zur Erbauung zahlreicher Aquädukte, Strom- und Talbrücken, welche mit großem Baustoffaufwand hergestellt, aber in ihrer Art technisch vollendete Bauwerke waren. Viele haben die Stürme der Völkerwanderung überdauert und sind uns bis auf die heutige Zeit erhalten geblieben. (Pont du Gard bei Nimes, Brücke zu Rimini, Fabricius- und Aelius (Engels-)Brücke in Rom u. a.) Die römischen Brücken sind durchwegs in vollem Halbkreis gewölbt, was bei Straßenbrücken häufig eine gegen die Mitte stark ansteigende Brückenbahn notwendig machte; die Strombrücken zeigen kurze, dicke, zum Teile schon auf Beton zwischen Pfahlwänden gegründete Pfeiler.

Mit dem Untergange der römischen Kultur verfiel auch die Brückenbaukunst und erst später, etwa vom 11. Jahrhundert an, folgte mit der Entwicklung des Städtewesens wieder eine Periode der Weiterentwicklung, aus der uns mehrere technisch und kunst-

geschichtlich hervorragende Bauwerke erhalten sind. Es sind dies insbesondere: die 1135 bis 1146 erbaute Donaubrücke zu Regensburg, welche noch heute den im wesentlichen ungeänderten alten Bestand zeigt, die im vorigen Jahre zum Abbruch gebrachte, aus den Jahren 1119 bis 1260 stammende Augustus-Brücke in Dresden, an deren Stelle jetzt der Neubau einer Betonbrücke durchgeführt wird, die Ende des 12. Jahrhunderts erbaute Rhonebrücke zu Avignon, die Mitte des 13. Jahrhunderts errichtete, in schönen Korbbogen gewölbte Trinitas-Brücke in Florenz, die Burgbrücke in Verona (1354) u. a. Auch in Prag stand früher an der Stelle der heutigen (1357 vollendeten) Karls-Brücke eine aus dem 12. Jahrhundert stammende Steinbrücke (die Judith-Brücke). Sie hatte enge, mit Halbkreisbogen überspannte Öffnungen, bestand bis ins 14. Jahrhundert und wurde durch Hochwasser zerstört. Erwähnenswert ist, daß sich im frühen Mittelalter mönchische Orden, darunter in Frankreich die dem Benediktiner-Orden angehörige Mönchsgesellschaft der Brückenbrüder, mit der Erbauung von Brücken als ihrer vornehmsten Aufgabe befaßten. Es folgte aber dann eine lange Zeit des Darniederliegens der Brückenbaukunst und erst im 18. Jahrhundert sind wieder Ansätze zu einer Wiederbelebung und Fortentwicklung wahrzunehmen. Für den Bau der Steinbrücken wurde Frankreich beispielgebend und es nahm die moderne wissenschaftliche Bauingenieurtätigkeit hier ihren Ausgang. Von hoher Bedeutung dafür wurde die 1760 zu Paris gegründete école des Ponts et Chaussées, aus der die hervorragenden Brückenbaumeister zu Ende des 18. Jahrhunderts Perronet, Gauthey, Chezy u. a. hervorgingen. Die Werke des erstgenannten Ingenieurs, von welchen die Seinebrücke bei Neuilly mit Korbbögen von nahezu 40 m Spannweite (1774), die Brücke von Pontoise (1772) u. a. hervorzuheben sind, stellen durch die kühne Anwendung sehr flacher Stichbogen-gewölbe alles bis dahin Geleistete in Schatten. Aber auch in England blieben die Leistungen der Ingenieure in dieser Epoche nicht hinter jenen ihrer französischen Kollegen zurück und es gelangte mit dem Aufschwunge der gesamten Ingenieur-tätigkeit in diesem Lande auch der Bau der Steinbrücken in den Werken des Engländers John Smeaton (1724 bis 1782) und der Schotten Thomas Telford (1757 bis 1834) und John Rennie sen. (1761 bis 1821) zu hoher Blüte. Als eines späteren Bauwerkes sei hier noch der von John Rennie jun. erbauten (1830 vollendeten) Londonbrücke gedacht, deren Mittelöffnung einen Korbbogen von 46 m Spannweite hat. Die englischen Steinbauten zeigen bereits das Bestreben nach tunlichster Verminderung der Mauerwerksmassen durch Anwendung von durch Strebe-

pfeiler verstärkten Widerlagsmauern und von Hohlmauerwerk in den Pfeilern, eine Ausführungsweise, die allerdings nur durch den guten Baustoff und die geübte englische Arbeiterschaft möglich gemacht wurde.

Die in Deutschland in der ersten Hälfte des vorigen Jahrhunderts und auch noch später erbauten Steinbrücken hielten dagegen an den hergebrachten ziemlich schwerfälligen Formen und Ausführungsweisen fest. (Gölttschtalviadukt und andere Viadukte der sächsischen Staatsbahnen aus den Fünfzigerjahren.)

Der in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts mächtig zum Aufschwung kommende Eisenbrückenbau drängte überhaupt den Bau der Steinbrücken eine Zeitlang ziemlich in den Hintergrund. Erst in neuerer Zeit erkannte man wieder die großen Vorzüge des Steinbaues und war man bestrebt, denselben technisch richtig und wirtschaftlich vorteilhaft auszubilden. Hierzu verhalfen einerseits die durch Versuche unterstützten Fortschritte in der Theorie, anderseits die Errungenschaften der Baustofftechnik. Die Entwicklung und Vervollkommnung der Zementfabrikation, die jetzt im Wirtschaftsleben vieler Länder eine wichtige Industrie geworden, hat an dem Aufschwunge und der modernen Ausgestaltung des Steinbaues und des Baues steinerner Brücken einen bedeutsamen Anteil.

Die Anwendung der Elastizitätstheorie auf die Steinbauten, insbesondere die Auffassung des Gewölbes als elastischer Bogen, welche, durch Versuche und Beobachtungen an Bauwerken als richtig erwiesen, nun allgemein Eingang gefunden hat, führte zu Konstruktionsformen, welche den statischen Bedingungen richtig angepaßt eine viel weiter gehende Ausnutzung der Festigkeit der Baustoffe und dadurch sparsamere Konstruktionen als früher ermöglichen. An Stelle des früher ausschließlich angewandten Segment- und Korbbogens tritt die ökonomischeré Stützlinienform des Gewölbes und die schon (1870) von Winkler u. a. vorgeschlagene, zuerst von Köpeke (1880) in die Praxis des Gewölbebaues eingeführte Anordnung von Gelenken erscheint als eine weitere, unter Umständen vorteilhafte Neuerung.

Von besonderer Bedeutung ist in neuester Zeit der Betonbau geworden, und zwar sowohl für die Herstellung von gewölbten Brücken als auch in der Form des mit Eisen bewehrten Betons zur Herstellung bogenförmiger und balkenartiger Brückentragwerke, die den Anwendungsbereich des Massivbaues ungemein erweitert haben.

Der Fortschritt im Steinbrückenbau in den letzten Jahrzehnten kennzeichnet sich: 1. durch das Anwachsen der Spannweiten, 2. durch die Verminderung der Kosten, 3. durch die größere Raschheit der Baudurchführung. Es ist dies aus der nachstehenden Zusammenstellung ersichtlich.

Hauptabmessungen und Kosten weitgespannter gewölbter Brücken.

Bei den nachstehenden Kostangaben ist als Ansichtsfläche die volle Umrißfläche des Bauwerkes ohne Abzug der Brückenöffnungen, und zwar bis zur Nullwasserlinie oder (bei Talbrücken) bis zu einer die Pfeilerfüße verbindenden Sehne gerechnet. Die Kosten pro 1 m Tiefe wurden durch Division durch die Brückenbreite erhalten.

B a u w e r k	Verkehrsweg	Zeit der Erbauung	Ausführungsart der Gewölbe	Abmessungen der Hauptöffnung (Meter)				Kosten in Kronen			Anmerkung und Literatur-nachweis			
				Spannweite	Pfeilhöhe		Gewölbstärke	Kämpfer	insgesamt	pro 1 m ² Ansichtsfläche		pro 1 m ² Grundfläche	pro 1 m ² Ansichtsfläche auf 1 m Tiefe	
					Scheitel	Kämpfer								
Grosvenor-Brücke über d. Dee bei Chester, England	Straße	1832	Quader	61.0	12.8	1.22	1.83						T. J. C. E. I.	
Ballochmyl-Viadukt	Eisenbahn	1846	Quader	55.2	27.6	1.37	1.83						H. B. d. G.	
Brücke bei Nogent sur Marne	Eisenbahn	1854—1856	Quader	50.0	25.0	1.80	4.50			3,485.600	179	466	20	A. d. P. 1856
Cabin-John-Brücke b. Washington, Nordamerika	Wasserleitung	1860—1862	Quader, 2 Ringe ohne Verband	67.1	17.5	2.90	6.10							A. d. P. 1863
Hannibal-Brücke über den Volturne (Neapel)	Straße	1868—1870	Ziegelgewölbe	55.0	14.0	2.00	5.00			234.650	218	425	31	A. d. P. 1886
Teufelsbrücke über d. Sele bei Barrizzo (Italien)	Straße	1871—1872	Ziegelgewölbe	55.0	13.5	2.00	3.50			270.750	154	297	23	A. d. P. 1886
Drac-Brücke bei Claix, Grenoble	Straße	1873—1874	Schichtmauerwerk	52.0	8.0	1.50	3.10			132.920	240	213	29	A. d. P. 1879

A. Steinbrücken.

Antoinette-Brücke üb. d. Agout, Linie Montauban-Castres	Eisenbahn	1882—1884	Schichtmauerwerk in Ringen	50	15.9	1.50	2.28			211.000	200	469	40	A. d. P. 1886
Lavaur-Viadukt über d. Agout, Linie Montauban-Castres	Eisenbahn	1882—1884	Schichtmauerwerk in Ringen	61.5	27.5	1.65	2.81			457.000	194	735	39	A. d. P. 1886
Castelet-Brücke üb. d. Ariège, Linie Tarascon-Aix	Eisenbahn	1882—1884	Bruchstein-gewölbe in Ringen	41.2	14.0	1.25	2.25			195.400	213	595	43	A. d. P. 1886
Brücke b. Collet in Frankreich	Straße	1883	Bruchstein	43.0	8.60	1.30	2.08			65.140	60	260	15	
Waldlitobel-Brücke, Arlbergbahn	Eisenbahn	1883—1884	Bruchstein-gewölbe	41.0	13.2	1.70	3.00			75.800	89	259	20	Z. Bl. 1884
Gour-Noir-Viadukt üb. d. Vézère, Linie Limoges—Brives	Eisenbahn	1888—1889	Granit-Schichtmauerwerk	64.9	16.1	1.70	4.20			316.200	146	575	29	A. d. P. 1892
Pruthbrücke bei Jaremce, Linie Stanislaw—Woronienka	Eisenbahn	1892—1894	Quader	65.0	16.2	2.10	3.10			169.900	83	230	18	Ö. Z. 1893
Pruthbrücke bei Jamna, Linie Stanislaw—Woronienka	Eisenbahn	1892—1894	Quader	48.0	11.4	1.70	2.60			94.600	86	172	19	Ö. Z. 1893
Gutach-Brücke	Eisenbahn	1899—1900	Schichtmauerwerk (Vogesen-Sandstein) in Ringen	64.0	16.1	2.00	2.80			514.188	283	668	52	S. B. 1901
Schwändelholz-Brücke	Eisenbahn	1899—1900	Schichtmauerwerk (Vogesen-Sandstein) in Ringen	57.0	14.25	1.80	2.60			406.300	280	621	51	S. B. 1901
Brücke über das Tal la Petrusse bei Luxemburg	Straße	1899—1903	Schichtmauerwerk in Ringen	72.0 (84.6 ¹⁾)	16.2 (31.0 ¹⁾)	1.44	2.16			1,425.000	399	429	25	B. M. 1901—1902

¹⁾ Lichte Weite zwischen den Widerlagern und Pfeilhöhe vom Bogenanlauf bis zum Scheitel.

B a u e r k	Verkehrsweg	Zeit der Erbauung	Ausführungsart der Gewölbe	Abmessungen der Hauptöffnung (Meter)			Kosten in Kronen			Anmerkung und Literatur-nachweis	
				Spannweite	Pfeilhöhe	Gewölbstärke	insgesamt	pro 1 m ² Ansichtshöhe	pro 1 m ² Grundfläche		pro 1 m ² Ansichtshöhe auf 1 m Tiefe
Prinz-Regentenbrücke über d. Isar in München	Straße	1900—1901	Muschelkalk-Quader, 3 Stahlgelenke	64.0	6.4	1.00 1.55 ⁴⁾ 1.25					
Max Joseph-Brücke über die Isar in München	Straße	1902	Muschelkalk-Quader, 3 Stahlgelenke	60.0	6.0	1.00 1.55 ⁴⁾ 1.25	1,094.500				
Muldenbrücke bei Göhren, Sachsen	Straße	1902	Granit-Schichtmauerwerk 3 Steingelenke	60.0	6.75	1.50 ⁴⁾ 1.20					
Solisbrücke der Albulabahn	Eisenbahn	1902	Kalk-Bruchstein	42.0	21.0	1.40 2.95	116.850	50	186	13	S. B. 1904
Adda-Brücke bei Morbegno, Linie Tirano-Colico	Eisenbahn	1902 - 1903	Granit-Schichtmauerwerk 3 Stahlgelenke	70.0	10.0	1.50 2.20					B. d. S.
Isonzobrücke bei Salcano, Linie Triest-Klagenfurt	Eisenbahn	1903—1904	Quader	85.0	21.8	2.10 3.50	³⁾ 1,158.489	¹⁾ 388 ²⁾ 2100 ³⁾ 88 ²⁾ 298 ²⁾ 19 ²⁾	580	42	¹⁾ Hauptöffnung ²⁾ Nebenöffnungen
Steierling-Brücke, Pyhrnbahn	Eisenbahn	1903—1904	Granitquader	70.0	15.7	2.00 3.40	440.154	243	863	48	G. d. E. VI/II

Schalgrabenerbrücke, Pyhrnbahn	Eisenbahn	1903—1904	Granitquader	52.0	15.0	1.70 2.70	275.442	210	580	42	G. d. E. VI/II
Palmgrabenbrücke, Pyhrnbahn	Eisenbahn	1903—1904	Granitquader	49.0	14.4	1.70 2.70	250.921	243	627	48	G. d. E. VI/II
Brücke über das Syrtal in Plauen i. V.	Straße	1903—1905	Bruchstein-gewölbe	90.0	18.0	1.50 4.00	605.340	255	255	15	D. B. 1904
Rotweibach-Brücke (Wocheinerbahn)	Eisenbahn	1903—1904	Kalk-Bruchstein	41.0	15.32	1.40 2.10					G. d. E. VI/II
Isonzofußbrücke bei Canale (W. B.)	Eisenbahn	1903—1904	Kalk-Bruchstein	40.0	7.91	1.40 2.10					G. d. E. VI/II
Malapenbrücke bei Wengern, Kreis Oppeln	Straße	1903—1904	Bruchstein	50.0	5.50	1.20 2.0					
Pont des Amidonniers à Toulouse	Straße	1904—1907	Quader	46.0	11.5	1.26	950.000	235	171	11	R. G. 1904
Hotzenplotzbrücke b. Krappitz in Schlesien	Straße	1905 - 1906	Bruchstein	50.0	6.0	1.15 2.0					
Queisbrücke b. Neuhammer	Straße	1906	Bruchstein	52.0	6.0	1.00 1.80					

B. Betonbrücken.

Donaubrücke in Munderkingen	Straße	1893	3 Stahlgelenke, Beton 1:2 ¹ / ₂ :6	50.0	5.0	1.00 1.40 ⁴⁾ 1.10	85.000	212	167	27	Z. f. B. 1894
-----------------------------	--------	------	--	------	-----	------------------------------------	--------	-----	-----	----	---------------

³⁾ Hauptöffnung 921.523 K, Nebenöffnungen 167.676 K, Uferschutz 69.290 K.
⁴⁾ Die obere Zahl gibt die größte Gewölbstärke im Bogenschenkel.

B a u w e r k	Verkehrsweg	Zeit der Erbauung	Ausführungsart der Gewölbe	Abmessungen der Hauptöffnung (Meter)				Kosten in Kronen			Anmerkung und Literaturnachweis		
				Spannweite	Pfeilhöhe	Schüttel	Kämpfer	insgesamt	pro 1 m ² Ansichtsfäche	pro 1 m ² Grundfläche		pro 1 m ² Ansichtsfäche auf 1 m Tiefe	
Brücke in Wildegg, Schweiz	Straße	1890	Bauweise Monier	37.2	3.50	0.17	0.25						B. A. 1905
Brücke über den Kausafluß, Topeka	Straße	1896—1897	Bauweise Melan	38.1	5.70	0.56	2.50	750.000	418	312	34		B. A. 1905
Brücke in Groß-Hollenstein a. d. Ybbs	Straße	1896—1897	Bauweise Monier	40.0	4.55	0.38	0.50						E. H. III/3
Brücke über den Steyrfluß in Steyr	Straße	1897—1898	Bauweise Melan, Dreigelenkbogen	42.4	2.62	0.60	0.80 ¹⁾ 0.70	66.000	275	230	46		Ö. Z. 1898
Brücke über die Ybbs bei Waidhofen	Straße	1898	Bauweise Monier	44.0	8.00	0.40	0.60	105.000	132	233	22		E. H. III/3
Brücke zu Châtelleraut	Straße	1899	Bauweise Hennebique	50.0	4.80	0.54		166.250	144	144	18		B. A. 1905
Brücke bei Allersdorf	Straße	1900	Bauweise Monier	46.0	4.70	0.48	0.70	220.000	232	318	38		E. H. III/3

C. Eisenbetonbrücken.

Brücke über den Inn bei Zuoz	Straße	1900—1901	Bauweise Maillard 3 Gelenke	38.0	3.80	0.20	0.60	24.890	146	131	36		B. T. 10. II. 1903
Brücke über den Tagliamento bei Pinzano	Straße	1903	Bauweise Melan, 4 Tragrippen	48.0	24.0	2.00	3.00						J. M. 30. XII. 1903
Isarbrücke bei Grünwald	Straße	1903—1904	Bauweise Monier	70.0	12.50	0.80	1.20 ¹⁾ 0.90	307.000	106	112	8		D. B. 1904
Ausstellungsbrücke in Lüttich	Fußgänger	1905	Bauweise Hennebique	55.0	3.65	0.35	0.75	99.750	207	110	21		B. E. 1906
Brücke bei Tavanasa über den Rhein	Straße	1905	Bauweise Maillard	51.0	5.50	0.18	0.50 ca.	25.650	75	131	23		G. C. Bd. 54
Brücke über die Bormida bei Millesima	Straße		Bauweise Hennebique	51.0	5.10	0.60	1.00						B. A. 1903
Brücke über die Idriaschlucht	Straße	1905—1906	Bauweise Monier	55.0	13.0	0.55	0.95						B. E. 1907
Bogenbrücke bei Los Angeles in Kalifornien	Gehweg	1905—1906	3 Bogenrippen Hennebique (36 cm breit)	44.50	5.50	0.61							D. B. 1906
Brücke in Lake Park (Milwaukee) Wisconsin	Fußgänger-Brücke	1906	Bogenbalken (Kahn)	36.0	5.50	1.35		35.400	88	138	23		D. B. 1906
Brücke über die Rhône bei Chippis (Wallis)	Eisenbahn	1906	2 Hennebiquebogen (80 cm) Fahrbahn aufgehängt	60.4	9.15	1.50	2.60						D. B. 1907
Brücke über die Rhône bei Pymont	Straße	1907	2 Bogenrippen (Hennebique)	54.0	7.60	0.60	1.00	201.590	42	239	11		S. B. 1907

¹⁾ Bei Dreigelenkbogen größte Gewölbstärke im Bogenschenkel.

B a u e r k	Verkehrsweg	Zeit der Erbauung	Ausführungsart der Gewölbe	Abmessungen der Hauptöffnung (Meter)				Kosten in Kronen				Anmerkung und Literaturnachweis	
				Spannweite	Pfeilhöhe	Gewölbstärke		insgesamt	pro 1 m ² Ansichtshöhe	pro 1 m ² Grundfläche	pro 1 m ² Ansichtshöhe auf 1 m Tiefe		
Viadukt der Brasso-Fogaraser Bahn I. Viadukt von 167 m Länge	Eisenbahn	1907—1908	Bauweise Monier	ca. 60'0	ca. 20'0	ca. 1'50	3'20						A. B. 1909
	Eisenbahn	1907—1908	Bauweise Monier	ca. 36'0	ca. 12'0	ca. 1'00	1'90						A. B. 1909
Brücke zu Lüttich	Straße		Bogenplatten-Balken	55'0									B. K. 1907
Brücke zu Decize	Straße		Bauweise Hennebique	56'0	9'15								B. K. 1907
Viadukt zu Deurne-Merxem	Straße		Fachwerksbogen	41'5	7'85	0'70							E. H. III/3
Gmündertobelbrücke bei Teufen (Kanton Appenzell)	Straße	1908	Bauweise Monier	79'0	26'50	1'20	2'10	380.000	84	322	12		S. B. 1909
Brücke über den Tiefengraben (Linie Agonitz—Klaus)	Eisenbahn	1908	Bauweise Monier	40'0	18'00	1'20	2'10						G. d. E. VI/II
Viadukt über das Menomoneecetal, Milwaukee, Wis.	Straße	1909	Bauweise Melan	76'8	17'39	1'20	2'40						

Abkürzungen in vorstehender Tabelle:

A. B. = Armierter Beton. — A. d. P. = *Annales des Ponts et chaussées*. — B. A. = Beton armé. — B. d. S. = *Brochure d. S. F. J. R. A.* — B. E. = Beton und Eisen. — B. K. = Beton-Kalender. — B. M. = *Bulletin mensuel Luxemburg*. — B. T. = *Bulletin techn. de la Suisse romande*. — D. B. = *Deutsche Bauzeitung*. — E. H. = *Emperger Handbuch für Eisenbetonbau*. — E. N. = *Engineering News*. — G. C. = *Genie civil*. — G. d. E. = *Geschichte der Eisenbahnen der österr.-ungar. Monarchie*. — H. B. d. G. = *Heinzerling, Brücken der Gegenwart*. — I. M. = *Il Monitore tecnico, Milano*. — Ö. W. = *Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst*. — Ö. Z. = *Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- u. Architektenvereins Wien*. — R. G. = *Révue générale des chemins de fer*. — S. B. = *Schweizer Bauzeitung*. — T. J. C. E. = *Transactions of the Institution of Civil Engineers, London*. — Z. Bl. = *Zentralblatt der Bauverwaltung Berlin*. — Z. f. B. = *Zeitschrift für Bauwesen*.

I. Kapitel. Theorie der massiven Bogenträger und ihre Anwendung auf Gewölbe.

§ 2. Definition der Stützlinie. Normalspannungen.

Unter einem massiven Bogenträger im Sinne der Baumechanik versteht man einen eben gekrümmten Stab, der mit seinen Enden unverschieblich gelagert ist. Die gekrümmte Achse des Stabes verbindet die Schwerpunkte der auf ihr senkrecht stehenden Querschnitte. Letztere können durchwegs gleiche Form und Größe besitzen (prismatischer Stab) oder auch stetig veränderlich sein.

Sind die festgehaltenen Enden (Kämpfer) frei drehbar, so hat man es mit einem gelenkig gelagerten Bogen oder einem Bogen mit Kämpfergelenken zu tun; sind dagegen die Stabenden auch an ihrer Drehung vollständig behindert, so entsteht der eingespannte oder gelenklose Bogen.

Den auf einen solchen Bogenträger angreifenden äußeren Kräften (Eigengewicht, Belastung etc.) halten die Gegenkräfte der Stützen (Stützenreaktionen oder Gegenkräfte der Kämpferdrücke) das Gleichgewicht. Zu ihrer Festlegung sind im allgemeinen sechs Bestimmungsstücke (Größe, Richtung und Lage einer jeden Kämpferkraft) erforderlich, von denen aber drei durch die Gleichgewichtsbedingungen eines Kräftesystems in der Ebene bestimmt sind. Für den eingespannten, gelenklosen Bogen fehlen sonach zur Ermittlung der Kämpferkräfte drei, auf statischem Wege nicht mehr erhältliche Bestimmungsstücke; das Trägersystem ist dreifach statisch unbestimmt. Die auftretenden Kräfte sind durch die Formänderungen, welche wir als rein elastisch annehmen wollen, bedingt und aus ihnen abzuleiten. Beim gelenkig gelagerten Bogen vermindert sich die Zahl der

statischen Unbestimmtheiten auf eine, da durch die Festlegung der Stützpunkte zwei Bedingungen für die Lage der Kämpferdrücke geschaffen werden. Durch Anbringung eines Mittelgelenkes endlich, d. i. durch den Dreigelenkbogen, erzielt man volle statische Bestimmtheit, die Zerlegung der Resultierenden der am Bogen angreifenden Kräfte in die beiden Kämpferdrücke ist hier nur in eindeutiger Weise möglich.

Ein Tonnengewölbe kann man durch lotrechte und parallel zur Gewölbstirn geführte Schnitte in Streifen zerlegen, die als unabhängige Bogenträger, sonach als ebene Systeme, aufzufassen sind,

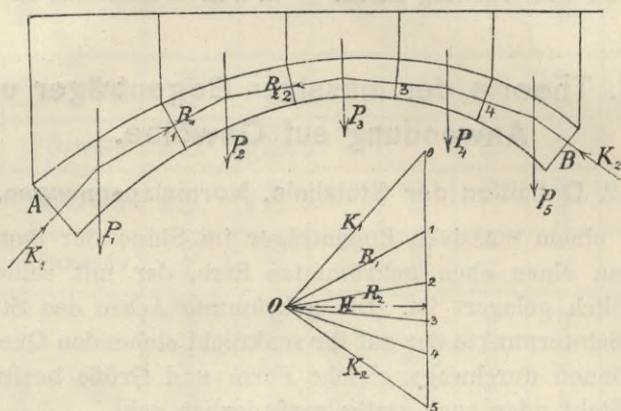


Abb. 1.

wenn in den Schnittflächen keine Normal- und Schubkräfte wirken. Letztere Voraussetzung wird strenge genommen nur bei einem nach der Breitenrichtung gleichmäßig belasteten Gewölbe und nur bei solchen Gewölben erfüllt sein, deren Stirnflächen senkrecht zu den Erzeugenden der zylindrischen Wölbfläche stehen, d. i. bei normalen Gewölben, wogegen in allen anderen Fällen die gleiche Voraussetzung nur als annähernd richtig zu gelten hat¹⁾.

Auf den Bogenträger, beziehungsweise auf den Gewölbstreifen wirken zunächst gegebene angreifende Kräfte, und zwar haben wir es meist bloß mit Schwerkraftwirkungen, sonach mit lotrechten Kräften zu tun. Diese setzen sich aus dem Gewichte des Bogens und der von ihm getragenen Konstruktion, ferner aus der Nutz- oder Verkehrsbelastung zusammen. Nehmen wir an, der Bogen (Abb. 1)

¹⁾ Ist das Tonnengewölbe nach der Breitenrichtung nicht gleichmäßig belastet oder ist es schief, so muß es in richtiger Weise als ein räumliches Gebilde behandelt werden. Den Weg hierzu zeigt Engesser, „Das elastische Tonnengewölbe als räumliches System betrachtet“. Zeitschrift f. Bauwesen 1908.

bestehe aus einzelnen starren Segmenten, die sich in den ebenen Fugenflächen 1, 2, 3.. berühren und mit den Endflächen A und B auf feste Widerlager stützen, so wird bei der obigen Voraussetzung, daß in den Stirnflächen keine Kräfte wirksam sind, jedes Bogenstück, z. B. 1,2 unter der Einwirkung dreier Kräfte stehen, nämlich der äußeren gegebenen Kraft P_2 und der beiden Drücke R_1 und R_2 in den begrenzenden Fugenflächen. Diese Kräfte müssen unter sich im Gleichgewichte sein, setzen sich also zu dem Kräfdreiecke 1, 2, 0 zusammen und es ist demnach die eine Fugenkraft zu bestimmen, wenn die andere gegeben ist. Hieraus folgt, daß sämtliche Fugenkräfte ohne weiteres bestimmbar sind, wenn eine einzige dieser Kräfte ihrer Größe, Richtung und Lage nach bekannt ist.

Die auf die Endflächen A und B wirkenden Kräfte sind die Kämpferdrücke; ihre Gegenkräfte K_1 und K_2 ersetzen die Widerlager, so daß der Bogen ein freies, unter der Wirkung der Kräfte P , K_1 und K_2 im Gleichgewicht befindliches System darstellt.

Die einzelnen Bogen- oder Gewölbstücke stützen sich in den Richtungen der Kräfte R aufeinander und es ist daher für das durch diese Kräfte gebildete Vieleck die Bezeichnung Stützlinie gerechtfertigt. Wir erhalten diese Linie als Seileck der Kräfte P mit dem Kämpferdruck als Ausgangsseite.

Die Stützlinie ändert sich mit der Zahl und Richtung der Fugenflächen. Letztere soll in der Ausführung so angenommen werden, daß der Fugendruck möglichst normal zur Fuge gerichtet ist, weil dann Gleitwirkungen nicht in Frage kommen. Wir entsprechen dieser Anforderung, indem wir die Fugen normal zu der (für die gegebene Belastung in richtiger Form gewählten) Bogenachse legen. Eine geänderte Annahme der Fugenrichtung für die Verzeichnung der Stützlinie wird diese selbst aber nur wenig verändern, so daß man zur einfacheren, angenäherten Verzeichnung derselben den Bogen auch durch lotrechte Schnitte geteilt denken kann.

Wird die Zahl der Fugen durch Zwischenfugen vergrößert, so vergrößert sich ebenso die Seitenzahl des Stützlinienpolygons und bei unendlich nahe liegenden Schnitten und stetiger Verteilung der Lasten geht dieses in eine stetig gekrümmte Kurve über. Es macht dabei keinen Unterschied, ob die Fugen wirklich vorhanden sind, wie bei einem Mauerwerksgewölbe, oder nur gedachte, normal zur Bogenachse gelegte Querschnitte.

Unter der Drucklinie eines Gewölbes versteht man den geometrischen Ort der Angriffspunkte der Fugenkräfte, d. i. ihres Schnittpunktes mit der betreffenden wirklichen oder gedachten Fuge. Stütz-

linie und Drucklinie werden gewöhnlich identifiziert. Dies ist praktisch wohl immer zulässig, doch ist eine mathematische Übereinstimmung beider Kurven nur bei lotrechter Fugenrichtung vorhanden.

Bei lotrechter Belastung sind die wagrechten Komponenten aller Fugenkräfte R gleich groß und gleich der Horizontalkomponente der Kämpferdrücke. Wir nennen letztere den Horizontalschub H des Bogens. Die Stützzlinie ergibt sich dann als Seileck, beziehungsweise Seilkurve der Kräfte P , welche mit dem Horizontalschub H als Polweite und in der richtigen Lage zum Bogen, nämlich so, daß die Endseite mit dem Kämpferdruck zusammenfällt, zu verzeichnen ist. Wie aber schon oben bemerkt wurde, fehlen zur statischen Lösung dieser Aufgabe im allgemeinen drei Bestimmungsstücke, welche in der praktischen Ausführung durch die Festlegung dreier Durchgangspunkte der Stützzlinie durch Gelenke zu schaffen sind. Sind diese einschränkenden Bedingungen nicht vorhanden, so lassen sich für eine gegebene Belastung unendlich viele Gleichgewichtspolygone verzeichnen, von denen aber nur eines die richtige Stützzlinie darstellen kann, die sich dann angeben läßt, wenn die Gesetze der Formänderung des Bogens bekannt sind.

Die Stützzlinie oder die Drucklinie in Verbindung mit den Fugenkräften verhilft zur Ermittlung der inneren Spannungen in den einzelnen Fugen oder Querschnitten des Bogens, und zwar bestimmen sich die Normalspannungen (Pressungen in den Fugen) aus der zum Querschnitt senkrechten Komponente N der Fugenkraft, die Schubspannungen aus der zum Querschnitt parallelen Komponente S . Da letztere für eine der Belastung richtig angepaßte Bogenform stets nur klein ausfällt, so kann von der Ermittlung der Schubkräfte bei gewölbten Bogen, wo infolge des hohen Eigengewichtes kein großer Wechsel in der Belastung auftritt, in der Regel abgesehen werden.

Der Verteilung der Normalspannungen im Querschnitt legen wir die für elastische Baustoffe geltenden Gesetze zugrunde; eine Annahme, die man bekanntlich auch für alle Art Mauerwerk gelten läßt und deren praktische Zulässigkeit durch Versuche und Beobachtungen an Bauwerken und ganz besonders auch an Gewölben¹⁾

¹⁾ Von besonderer Bedeutung für die Frage der Anwendbarkeit der Elastizitätstheorie auf die Gewölbe waren die Versuche, welche der Österreichische Ingenieur- und Architektenverein 1892—1893 durchführte. Es wurden Gewölbobogen von 23 m Spannweite aus Bruchstein-, Ziegel- und Stampfmauerwerk bis zum schließlichen Bruche halbseitig belastet, die Formänderungen gemessen und es konnte aus dem Vergleiche mit den Rechnungsergebnissen auf das elastische Verhalten geschlossen werden. Man sehe den „Bericht des Gewölbeausschusses des Österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines“, Wien 1895.

nachgewiesen ist. Allerdings ist Mauerwerk kein homogener Körper und man kann von ihm nicht jene Gleichmäßigkeit in seinen elastischen und Festigkeitseigenschaften erwarten, wie z. B. vom Eisen. Immerhin kann aber bei einem entsprechenden Erhärtingsgrade und für Beanspruchungen auf Druck innerhalb der zulässigen Grenzen mit einer Proportionalität zwischen Spannung und Formänderung, also mit einem konstanten Elastizitätskoeffizienten ohne großen Fehler gerechnet werden. Die Theorie des elastischen Bogens ist demnach auf die Gewölbe aus jeder Art Mauerwerk, aus gefugtem oder Stampfmauerwerk anwendbar, in denen gar keine oder nur geringe Zugspannungen zugelassen werden. Sie gibt aber auch die Grundlage für die Berechnung der Gewölbe aus mit Eisen bewehrtem Beton, worauf später näher eingegangen wird.

Bezeichnet F die Fläche eines Bogenquerschnittes mit einer in der Bogenebene liegenden Hauptträgheitsachse,

J dessen Trägheitsmoment bezogen auf die zur Bogenebene senkrechte Schwerachse,

a_1 und a_2 die Abstände des oberen und unteren Querschnittsrandes vom Schwerpunkte, ferner

N die senkrecht zum Querschnitt wirkende Kraft (Axialkraft),

M das Moment der Fugenkraft R bezogen auf die Querschnitts-Schwerachse,

so sind für den geraden Stab die Randspannungen bekanntlich gegeben durch

$$\sigma_{o,u} = \frac{N}{F} \pm \frac{Ma_{1,2}}{J} \dots \dots \dots 1)$$

Für den gekrümmten Stab mit dem Krümmungsradius r lautet die genauere Formel

$$\sigma_{o,u} = \frac{N}{F} + \frac{M}{Fr} \pm \frac{M \cdot r \cdot a_{1,2}}{J(r \pm a_{1,2})} \dots \dots \dots 1 a)$$

oder mit einer kleinen Vernachlässigung

$$\sigma_{o,u} = \frac{N}{F} + \frac{M}{Fr} \pm \frac{Ma_{1,2}}{J} \dots \dots \dots 1 b)$$

Man wird jedoch nur bei im Verhältnis zur Querschnittsgröße sehr kleinem Krümmungshalbmesser diese Formel in Anwendung zu bringen haben. Für die Berechnung der Spannungen in einem Gewölbe genügt wohl ausnahmslos die für gerade Stäbe geltende Beziehung 1).

Das Moment M läßt sich ausdrücken (siehe Abb. 2) durch

$$M = Rz = Np = H\eta,$$

wonach

$$\sigma_{o,u} = \frac{N}{F} \left(1 \pm \frac{p F a_{1,2}}{J} \right)$$

oder mit Einführung der Kernweiten $k_u = \frac{J}{F a_1}$ und $k_o = \frac{J}{F a_2}$

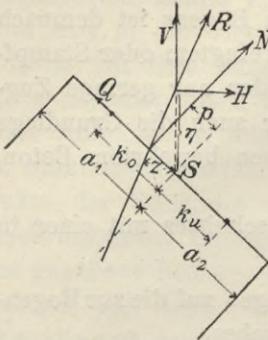


Abb. 2.

$$\sigma_o = \frac{N}{F} \left(1 + \frac{p}{k_u} \right), \quad \sigma_u = \frac{N}{F} \left(1 - \frac{p}{k_o} \right).$$

Damit σ_o und σ_u positives Vorzeichen erhalten, also Druckspannungen sind, muß $k_o > p > -k_u$ sein, d. h. es muß der Angriffspunkt der Fugenkraft zwischen die beiden Kernpunkte des Querschnittes fallen. Es treten sonach an keiner Stelle des Gewölbes Zugspannungen auf, wenn die Stützlinie durchaus innerhalb der Kernfläche des Bogens verläuft.

Ist der Querschnitt des aus einheitlichem Baustoffe bestehenden Gewölbestreifens ein Rechteck von der Breite 1 und der Stärke d , so gibt Formel 1)

$$\sigma_{o,u} = \frac{N}{d} \pm \frac{6M}{d^2} \dots \dots \dots 2)$$

Die Kernpunkte fallen in die Drittpunkte der Gewölbestärke und es muß in einem solchen Gewölbe die Stützlinie durchaus im mittleren Drittel der Bogenstärke liegen, wenn keine Zugspannungen vorkommen sollen.

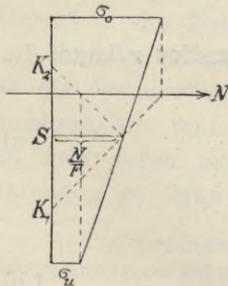


Abb. 3.

Der Verteilung der Normalspannungen im Querschnitte eines Gewölbes werden sonach näherungsweise die Gesetze zugrunde gelegt, welche für die exzentrische Druckbelastung eines geraden Stabes bei Annahme eines Materials von gleichbleibender Elastizität gelten, und es kann hierfür auch die bekannte graphische Konstruktion (Abb. 3) benutzt werden. Man trägt die Strecke $\frac{N}{F}$ als Spannung im Schwerpunkte

auf und zieht durch die Kernpunkte K_1 und K_2 Linien zu dem Ende dieser Strecke, diese schneiden auf der Richtungslinie der Kraft N die Größen der Randspannungen σ_o und σ_u ab.

§ 3. Der Dreigelenkbogen.

Es wurde im § 2 darauf hingewiesen, daß sämtliche angreifende Kräfte eines Bogenträgers statisch bestimmbar sind, wenn für die Stützlinie drei Durchgangspunkte fixiert werden. Solche Punkte lassen sich dadurch festlegen, daß man in drei Bogenquerschnitten, beziehungsweise in drei Fugen des Gewölbes den Druck auf eine sehr schmale Fläche einschränkt oder daselbst Gelenke anbringt. Wir wollen die vollkommen reibungslose Wirkung dieser Gelenke voraussetzen und können dann für jeden Belastungsfall die Kämpferdrücke und die Stützlinie im Gewölbe sofort angeben.

Zunächst sei der allgemeine Fall eines Dreigelenkbogens unter der Einwirkung lotrechter Lasten P behandelt (Abb. 4). Das Scheitelgelenk habe von den beiden Kämpfergelenken die wagrechten Abstände w_1 und w_2 und über der sie verbindenden Sehne die Höhe f .

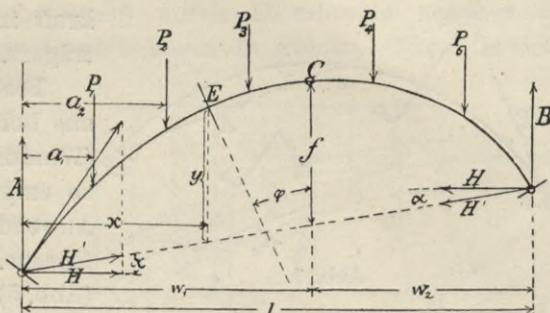


Abb. 4.

Wir denken uns die beiden Kämpferreaktionen in je eine lotrechte Kraft A , beziehungsweise B und in eine in Richtung der Kämpfersehne wirkende Kraft $H' = H \sec \alpha$ zerlegt. Es ist

$$A = \frac{1}{l} \sum_0^l P(l - a), \quad B = \frac{1}{l} \sum_0^l P a.$$

Die Kräfte A und B stimmen sonach mit den Auflagerdrücken eines in gleicher Art belasteten Balkens von der Stützweite l überein.

Für einen beliebigen Bogenpunkt E mit der Höhe y über der Sehne AB berechnet sich das Angriffsmoment

$$M = Ax - \sum_0^x P(x - a) - Hy = \mathfrak{M} - Hy \quad \dots \quad 3)$$

\mathfrak{M} bezeichnet darin das Moment im Punkte E des gleichbelasteten Balkenträgers, das aus den gegebenen Lasten zu berechnen ist.

In den Gelenken ist, von Bewegungswiderständen vollkommen abgesehen, das Moment $M = 0$. Wenden wir daher Gleichung 3) auf das Scheitelgelenk C an und bezeichnet \mathfrak{M}_c das Moment der Vertikalkräfte auf den Punkt C bezogen, so erhalten wir $0 = \mathfrak{M}_c - Hf$, woraus

$$H = \frac{\mathfrak{M}_c}{f} \quad \dots \quad 4)$$

Damit ist der Horizontalschub des Dreigelenkbogens für beliebige lotrechte Belastung bestimmt und mit Gleichung 3) das Angriffsmoment in jedem Punkte der Bogenachse.

Die Axialkraft N in dem durch E unter dem Winkel φ zur Lotrechten gelegten Bogenquerschnitt berechnet sich aus

$$N = (A - \sum_0^x P) \sin \varphi + H \operatorname{tg} \alpha \sin \varphi + H \cos \varphi =$$

$$(\mathcal{Q} + H \operatorname{tg} \alpha) \sin \varphi + H \cos \varphi \quad 5)$$

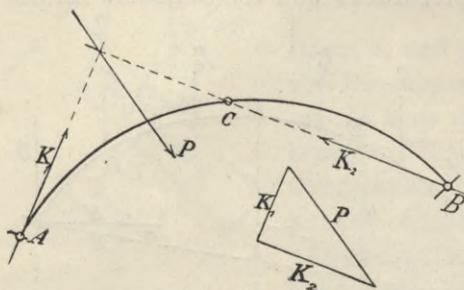


Abb. 5.

Es bezeichnet darin \mathcal{Q} die Querkraft im Punkte E des Balkenträgers.

Besteht die äußere Belastung aus beliebig gerichteten Kräften (Winddruck auf Bogendächer), so empfiehlt sich am besten die Anwendung des graphischen Verfahrens. Für eine Einzelkraft (Abb. 5) sind die Kämpferdrücke

sofort durch Zerlegung bestimmbar, da eine Kämpferdruckrichtung durch die Verbindungslinie der Gelenke B, C gegeben ist, womit auch die Richtung des zweiten Kämpferdruckes bekannt

ist und die Größen dieser Kämpferdrücke aus dem Kräftedreiecke erhalten werden.

Beliebig viele Kräfte teilen wir in zwei Gruppen, die je an den Bogenanteilen AC und BC angreifen. Von jeder dieser Gruppen suchen wir die Resultierende, welche nach dem obigen Verfahren in die Kämpferdrücke zu zerlegen ist.

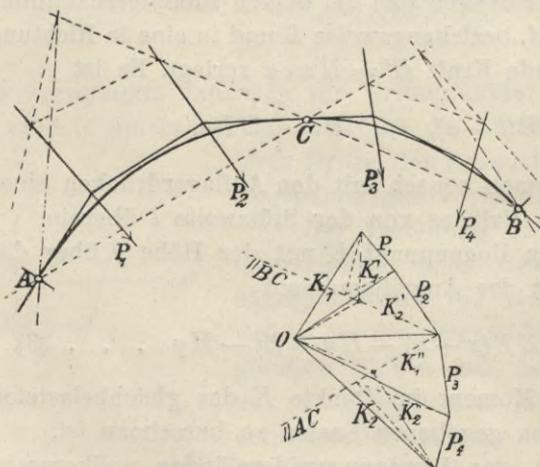


Abb. 6.

Wir erhalten so in jedem Kämpfer zwei Kräfte K_1', K_1'' und K_2', K_2'' , deren Zusammensetzung die resultierenden Kämpferdrücke ergibt. Dieses Verfahren ist in Abb. 6 durchgeführt. Das mit diesen Kämpferdrücken aus dem Pol O konstruierte Seilpolygon der Kräfte P liefert

schließlich die durch die Gelenkpunkte A , C , B gehende Stützlinie des Bogens.

Das Verfahren vereinfacht sich, wenn die Belastung symmetrisch ist zu jener Linie, welche durch das Scheitelgelenk gehend die Kämpfersehne halbiert, da dann die Richtung des Druckes im Scheitelgelenk gegeben, nämlich parallel zur Kämpfersehne ist. Dieser Fall ist bei einem symmetrisch geformten und symmetrisch belasteten Gewölbe vorhanden. In Abb. 7 ist als Beispiel die Aufgabe behandelt, für einen symmetrischen Gewölbebogen mit drei Gelenken die der Eigen- gewichtsbelastung entsprechende Stützlinie zu konstruieren. Um die stetig verteilte Gewichtsbelastung durch Einzellasten ersetzen zu können, zerlegen wir den Gewölbebogen in Stücke, deren Gewicht samt jenem der darauf

lastenden Überschüttung oder der sonstigen Auflast in den betreffenden Schwer- punkten angreift. Nach dem darüber in § 2 Bemerkten empfiehlt es sich, die Tren- nungsflächen im Gewölbe in radialer Richtung anzu- nehmen und daran lotrechte Teilungsflächen in der Auf- last zu schließen. Bei über- schütteten Brückengewölben, welche keinen allzu stark abfallenden Gewölberücken haben, wird es immer ausreichen, nur die lotrechten Ge- wichte der Überschüttung in Rechnung zu bringen; in anderen Fällen (z. B. bei Tunnelgewölben) wird man auch die wagrechten Komponenten des Druckes der Überschüttung berücksichtigen müssen. Die berech- neten Gewichte der Teilstücke werden als Kraftstrecken aufgetragen und es genügt, bei vorhandener Symmetrie die Konstruktion auf den halben Bogen zu beschränken. Die durch das Scheitelgelenk gehende Seite des diesen Lasten entsprechenden Seileckes ist parallel zur Verbindungslinie der Kämpfer, und nehmen wir auf dem ihr ent- sprechenden Polstrahl des Kraftpolygons zunächst einen beliebigen Pol O an, der uns ein Seileck liefert, dessen letzte Seite bei willkürlicher Wahl von O natürlich nicht durch den Gelenkpunkt A hindurchgehen wird, die uns aber im Schnitte Z mit der ersten durch das Scheitelgelenk gehenden Seilseite jenen Punkt der Resultierenden der angreifenden Kräfte liefert, durch den auch der richtige Kämpfer- druck hindurchgehen muß. Nachdem so dessen Richtung in der

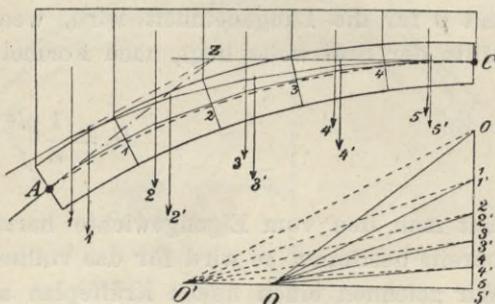


Abb. 7.

überschütteten Brückengewölben, welche keinen allzu stark abfallenden Gewölberücken haben, wird es immer ausreichen, nur die lotrechten Ge- wichte der Überschüttung in Rechnung zu bringen; in anderen Fällen (z. B. bei Tunnelgewölben) wird man auch die wagrechten Komponenten des Druckes der Überschüttung berücksichtigen müssen. Die berech- neten Gewichte der Teilstücke werden als Kraftstrecken aufgetragen und es genügt, bei vorhandener Symmetrie die Konstruktion auf den halben Bogen zu beschränken. Die durch das Scheitelgelenk gehende Seite des diesen Lasten entsprechenden Seileckes ist parallel zur Verbindungslinie der Kämpfer, und nehmen wir auf dem ihr ent- sprechenden Polstrahl des Kraftpolygons zunächst einen beliebigen Pol O an, der uns ein Seileck liefert, dessen letzte Seite bei willkürlicher Wahl von O natürlich nicht durch den Gelenkpunkt A hindurchgehen wird, die uns aber im Schnitte Z mit der ersten durch das Scheitelgelenk gehenden Seilseite jenen Punkt der Resultierenden der angreifenden Kräfte liefert, durch den auch der richtige Kämpfer- druck hindurchgehen muß. Nachdem so dessen Richtung in der

Linie ZA gefunden wurde, erhalten wir durch den dazu parallelen Strahl im Kräftepolygon auch seine Größe und zugleich die richtige Pollage O , die uns zur Verzeichnung des Stützlinienpolygons verhilft. Wegen der stetigen Verteilung der Lasten ist dieses Vieleck durch eine stetig gekrümmte Kurve zu ersetzen, welche die Schnittpunkte der Polygonseiten mit den Teilungsfugen enthält.

Gegenüber dem graphischen Verfahren hat die analytische Berechnung der Momente nach 3) und der Spannungen nach 2) den Vorzug der größeren Genauigkeit, da besonders bei schwacher Gewölbstärke schon eine kleine Verschiebung der Stützlinie beträchtliche Änderungen in der Spannungsverteilung hervorruft.

Ist die Belastung gleichmäßig verteilt (Verkehrslast), so gestaltet sich auch die Berechnung einfach. Für eine gleichmäßige Vollbelastung mit p für die Längeneinheit wird, wenn das Scheitелgelenk in der Mitte der Stützweite liegt, nach Formel 4)

$$H_p = \frac{1}{8} \frac{pl^2}{f} \dots \dots \dots 6)$$

Hat man den vom Eigengewichte herrührenden Horizontalschub H_g bereits bestimmt, so wird für das vollbelastete Gewölbe $H = H_g + H_p$. Wir zeichnen einen neuen Kräfteplan aus den um die zufällige Belastung vermehrten Teillasten und konstruieren mit der Polweite $H_g + H_p$ das Seilpolygon, welches der Stützlinie des vollbelasteten Gewölbes entspricht. Die totale Belastung ruft aber nur in den in der Nähe des Scheitels und der Kämpfer gelegenen Gewölbstellen die größte Beanspruchung hervor; im übrigen Teile wird eine teilweise Belastung ungünstiger wirken und es hat, wie später gezeigt wird, jeder Querschnitt seinen besonderen ungünstigsten Belastungsfall. Bei kleineren Brückengewölben kann man sich aber damit begnügen, nebst der Wirkung der Vollbelastung bloß jene einer halbseitigen Belastung zu untersuchen, da dieser in der Mitte des Gewölbeschenkels, d. i. ungefähr im Viertel der Stützweite, die größte Abweichung der Stützlinie von ihrer Mittellage und sohin die ungünstigste Beanspruchung in diesen Stellen des Gewölbes entspricht. Die Stützlinie für die halbseitige Belastung läßt sich wie folgt verzeichnen (Abb. 8): Um die Pollage im Kräftepolygon zu finden, vergrößern wir den Horizontalschub H_g um $\frac{1}{2} H_p$ und berücksichtigen weiter den von der Belastung herrührenden lotrechten Auflagerdruck. Dieser ist im Kämpfer der unbelasteten Bogenhälfte $\frac{1}{8} pl$. Bei Belastung der rechten Gewölbehälfte liegt sonach der Pol zur Verzeichnung der

Stützlinie in der Mitte zwischen den beiden Polen für Eigengewicht und Vollbelastung und um $\frac{1}{8}pl$ unter der Verbindungslinie dieser Pole.

Bei Anwendung des Rechnungsverfahrens empfiehlt es sich, die Eigengewichts- und Verkehrsbelastung nicht zu vereinigen, sondern für jede die Spannungen getrennt zu berechnen und dann die Summen zu bilden. Dies deshalb, weil sich für eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast einfache Berechnungsformeln aufstellen lassen. Für Vollbelastung ist das Moment auf den Bogenpunkt (x, y) bezogen

$$M = \frac{1}{2} p x (l - x) - \frac{1}{8} \frac{pl^2}{f} y \dots \dots \dots 7)$$

Liegen die Bogenpunkte auf einer Parabel

$$y = \frac{4f}{l^2} x (l - x),$$

so wird $M = 0$. Der Dreigelenkbogen mit parabolischer Achse wird so nach von einer gleichmäßig verteilten Belastung nur axial, d. i. in allen Querschnitten mit gleichmäßiger Druckverteilung beansprucht.

Für halbseitige Belastung ergibt sich in der belasteten Bogenhälfte

$$\left. \begin{aligned} M' &= \frac{1}{8} p x (3l - 4x) - \frac{1}{16} \frac{pl^2}{f} y \\ \text{in der unbelasteten Bogenhälfte} \\ M'' &= \frac{1}{8} p l x - \frac{1}{16} \frac{pl^2}{f} y \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 8)$$

Die Abszisse ist vom Kämpfer der betreffenden Bogenhälfte aus gerechnet. Das Moment im Viertel der Spannweite wird hiernach

$$M'_{1/4} = \frac{1}{16} pl^2 \left(1 - \frac{y_{1/4}}{f} \right) \text{ und } M''_{1/4} = -\frac{1}{16} pl^2 \left(\frac{y_{1/4}}{f} - \frac{1}{2} \right). \text{ Für parabolische Bogenachse } M'_{1/4} = -M''_{1/4} = \frac{1}{64} pl^2.$$

Wenn man die beiden Stützlinien für Belastung der linken und rechten Bogenhälfte als die Grenzlagen gelten läßt, welche die Stützlinie annehmen kann, so wird jene Form der Gewölbeachse die

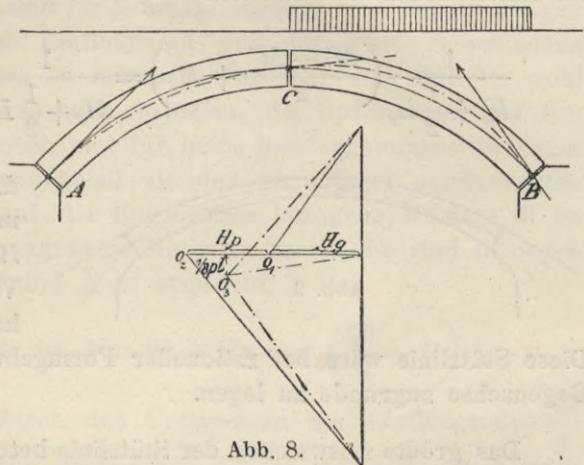


Abb. 8.

günstigste sein, welche der Mittellage zwischen diesen beiden Stützlinien entspricht, da dann für diese beiden äußersten Belastungsfälle sich die Stützlinie dem oberen und unteren Bogenrande in jedem Querschnitte gleichweit nähert, so daß daselbst gleiche oder nahezu gleiche Beanspruchungen auftreten. Die Ordinaten der Stützlinie für die halbseitigen Belastungen sind aber

$$\frac{1}{H_v + \frac{1}{2}H_p}(M' + M_v) \quad \text{und} \quad \frac{1}{H_v + \frac{1}{2}H_p}(M'' + M),$$

die Mittelordinate ist demnach

$$\frac{1}{H_v + \frac{1}{2}H_p} \left(\frac{M' + M''}{2} + M_v \right) = \frac{1}{H_v + \frac{1}{2}H_p} \left(\frac{1}{2}M_p + M_v \right),$$

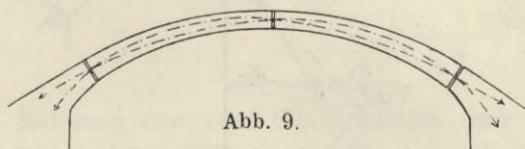


Abb. 9.

d. i. übereinstimmend mit der Stützlinie für Eigengewicht und Vollbelastung mit der halben Verkehrslast.

Diese Stützlinie wäre bei rationeller Formgebung des Gewölbes der Bogenachse zugrunde zu legen.

Das größte Ausweichen der Stützlinie beträgt dann $\frac{1}{64} \frac{pl^2}{H_v + \frac{1}{2}H_p}$.

Durch Verkleinerung der Stützweite l wird dieses Ausweichen verringert. Es wird sich daher in der Regel empfehlen, die Gelenke, wie es Abb. 9 zeigt, etwas vor die Bogenanläufe zu setzen und die entsprechend verstärkten Kämpferpartien als Teile der Widerlager auszubilden.

Die genauere statische Untersuchung größerer Brückengewölbe erfordert die Berücksichtigung der für die einzelnen Gewölbequerschnitte ungünstigsten Belastungsweisen und es können dabei auch mobile Einzellasten in Frage kommen. Wir bringen in diesem Falle das Verfahren der Einflußlinien in Anwendung.

Nach Gleichung 1) berechnen sich die Randspannungen allgemein aus

$$\sigma_{v,u} = \frac{N}{F} \pm \frac{M a_{1,2}}{J}$$

N ist die Axialkraft, M das auf die Bogenachse bezogene Moment der äußeren Kräfte. Man kann mit Einführung der Kernpunkte des Querschnittes dafür auch setzen

$$\sigma_o = \frac{M_u a_1}{J} \text{ und } \sigma_u = -\frac{M_o a_2}{J},$$

wenn unter M_u und M_o die Momente, auf den unteren und oberen Kernpunkt bezogen, verstanden werden. Die Randspannungen sind sonach den Kernpunktmomenten proportional und es wären daher die Einflußlinien der letzteren zu bestimmen. Um jedoch nicht erst die Kernlinien ermitteln und für jeden Querschnitt die Randspannungen aus zwei verschiedenen Einflußlinien und für zwei verschiedene Belastungsfälle berechnen zu müssen, kann man sich mit der wohl immer zulässigen Vereinfachung behelfen, die Spannungen aus der Gleichung 1) zu bestimmen und für beide Randspannungen in einem Querschnitt jenen Belastungsfall als den angenähert ungünstigsten anzunehmen, der das auf die Bogenachse bezogene Moment M zu einem Maximum, beziehungsweise Minimum macht. Es sind demnach die Einflußlinien für M und N zu ermitteln.

Nach Gleichung 3) ist $M = \mathfrak{M} - Hy = y \cdot \left(\frac{\mathfrak{M}}{y} - H \right)$.

Hiernach ist M durch den Unterschied der Einflußgrößen $\frac{\mathfrak{M}}{y}$ und H darzustellen. Die Einflußlinie für H entspricht aber nach Gleichung 4) jener des Momentes \mathfrak{M}_c und ist daher ein Dreieck mit der unter dem Scheitelgelenk gelegenen Höhe $G \cdot \frac{w_1 \cdot w_2}{fl}$, für symmetrische Lage des Scheitelgelenkes $G \frac{l}{4f}$. Desgleichen ist auch die Einflußlinie für $\frac{\mathfrak{M}}{y}$ durch zwei Gerade gegeben, die auf der linken Stützenlotrechten die Strecke $G \frac{x}{y}$ abschneiden. Unter Beibehaltung der H -Linie sind hiernach die Einflußgrößen $\frac{\mathfrak{M}}{y} - H$ leicht für alle Bogenpunkte zu konstruieren. Für den Bogenpunkt E entsprechen sie den in der Abb. 10a schraffierten Ordinaten. Diese sind nach der für G als Einheit gewählten Strecke zu messen und geben mit der Bogenordinate y und mit der Lastgröße multipliziert das Moment M . Die zwischen A und J wirkenden Lasten erzeugen positive, die Lasten

zwischen J und B negative Momente. Der Lastscheidepunkt J kann auch durch den Schnitt der Kämpferdruckrichtungen AE und BC bestimmt werden.

Nach den Eigenschaften der Einflußlinien erhält man die Wirkung einer gleichmäßig verteilten Belastung aus der unter der belasteten Strecke gelegenen Fläche der Einflußfigur, wenn diese mit der Last auf die Längeneinheit und mit der Basisgröße (hier y) multipliziert

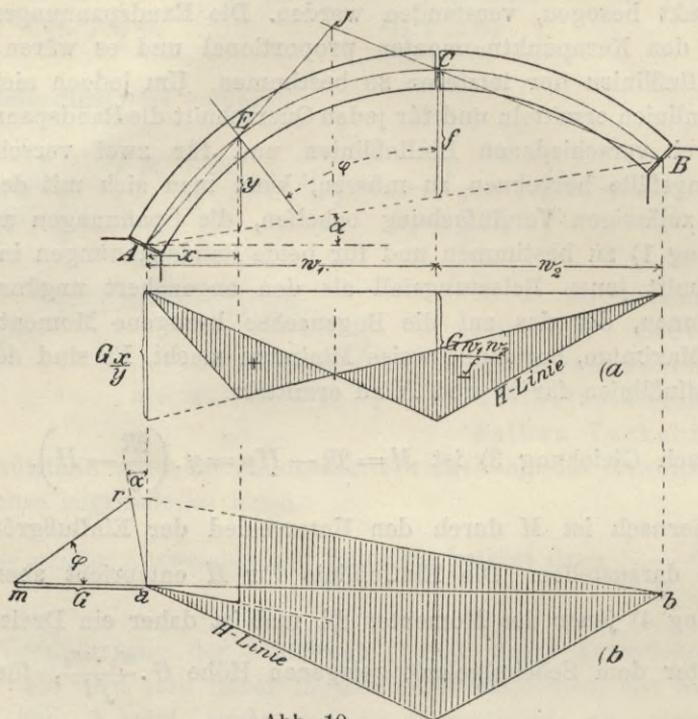


Abb. 10.

wird; bei Wirkung von Einzellasten sind die unter den Lasten gemessenen Einflußordinaten mit den Lastgrößen und mit y zu multiplizieren. Es unterliegt hiernach keiner Schwierigkeit, die ungünstigste Einwirkung der Verkehrslasten für jeden Bogenpunkt, nämlich M_{max} und M_{min} , in richtiger Weise zu bestimmen.

Für dieselben Belastungsfälle sind dann noch die Axialkräfte zu berechnen. Es ist nach Gleichung 5)

$$N = \mathcal{Q} \sin \varphi + H (\operatorname{tg} \alpha \sin \varphi + \cos \varphi)$$

oder auch

$$N = \frac{\cos (\varphi - \alpha)}{\cos \alpha} \left(\mathcal{Q} \frac{\sin \varphi \cdot \cos \alpha}{\cos (\varphi - \alpha)} + H \right).$$

Der erste Teil des Klammerausdruckes entspricht der Einflußgröße der Querkraft eines Balkenträgers für die Lastgröße $G \frac{\sin \varphi \cos \alpha}{\cos (\varphi - \alpha)}$, welche sich leicht konstruieren oder berechnen läßt. Die Addition zur H -Linie ergibt die aus Abb. 10b ersichtliche Darstellung der Einflußgröße N , und zwar sind die, nach G als Einheit gemessenen, Ordinaten der schraffierten Fläche mit $\frac{\cos (\varphi - \alpha)}{\cos \alpha}$ zu multiplizieren, oder es ist als Maßeinheit die Strecke $G \frac{\cos \alpha}{\cos (\varphi - \alpha)} = \overline{mr}$ zugrunde zu legen.

Mit den Maximalwerten von M und den dazu gehörigen Werten von N berechnen sich die von der Verkehrslast hervorgerufenen größten Randspannungen aus Gleichung 1), und zwar folgt der größte Druck im oberen Rande, beziehungsweise Zug im unteren Rande aus dem positiven Maximum von M , der größte Druck im unteren Rande, beziehungsweise Zug im oberen Rande aus dem negativen Maximum von M .

Zu diesen Spannungen sind natürlich jene infolge der ständigen (Eigengewichts-) Belastung hinzuzufügen.

§ 4. Der gelenklose eingespannte Bogen.

Wir setzen eine vollkommene Einspannung voraus, nehmen also an, daß die Enden des Bogens unverschieblich und unverdrehbar gelagert sind. Hierzu ist die Verbindung des Bogens mit starren Widerlagern erforderlich, beziehungsweise es sind die Kämpfer dort anzunehmen, wo auf hinreichende Unverdrehbarkeit der Querschnitte gerechnet werden kann, oder es ist, wie später noch gezeigt werden soll, der Einfluß einer unvollkommenen Einspannung bei elastisch nachgiebigen Widerlagern besonders zu berücksichtigen.

Die obige Annahme für die Auflagerung des Bogens liefert drei Bedingungen für seine Formänderung; es muß nämlich die gegenseitige Verschiebung der Kämpferquerschnitte Null sein und ebenso auch ihre Verdrehung. Diese Bedingungen ergänzen die statischen Gleichgewichtsgleichungen und genügen zur Bestimmung der drei statischen Unbestimmtheiten, welche dieser Trägeranordnung anhaften. Zur Berechnung der Formänderungen werden die elastischen Gesetze in Anwendung gebracht, wobei allerdings homogenes Material von gleichbleibender Elastizität vorausgesetzt werden muß. In betreff der Zulässigkeit dieser Annahme bei Mauerwerksgewölben wird auf die Bemerkungen auf S. 16 und hinsichtlich ihrer Anwendung auf Eisenbetonbogen auf § 13 verwiesen.

Zur Berechnung der eingespannten Bogen kann ein ausschließlich analytisches oder ein vorwiegend graphisches Verfahren in Anwendung gebracht werden.

a) Analytisches Verfahren.

Wir denken uns den Gewölbobogen in dem lotrechten Querschnitt C geteilt und bringen daselbst die Resultierende der inneren Spannungen (Fugenkraft) als äußere Kraft an. Diese kann durch ihre in den Schwerpunkt des Querschnittes verlegten, wagerechten und lotrechten Komponenten H und S und durch das um die Schwer-

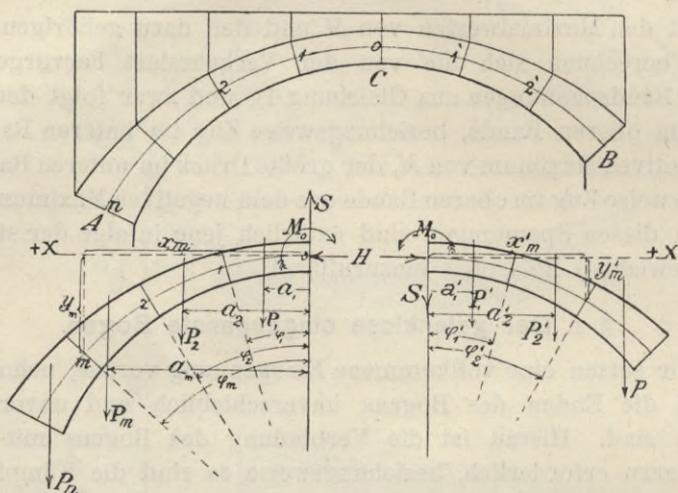


Abb. 11.

achse des Querschnittes drehende Moment M_0 ersetzt werden, und es sind diese Kräfte auf den rechten und linken Bogenteil natürlich in entgegengesetztem Sinne wirkend anzunehmen. Die Formänderungen eines jeden Bogenteiles ergeben sich durch die Summierung der Formänderungen sämtlicher Bogenelemente, für welche wir aber in der Rechnung genötigt sind, Bogenstücke von endlicher Größe zu setzen. Wir legen daher (Abb. 11) eine Anzahl Querschnitte 0 bis n , beziehungsweise 0 bis n' in den, in der Bogenachse gleichen Abständen Δs und ermitteln die Gewichte dieser Bogenstücke samt ihren Auflasten. Sie seien mit P_1, P_2, \dots, P_n in dem linken, mit P'_1, P'_2, \dots, P'_n in dem rechten Bogenteile bezeichnet. Die Angriffslinien der Kräfte P werden durch die Abszissen a und die Punkte der Bogenachse durch die Koordinaten x, y auf ein durch den Bogenpunkt 0 gelegtes rechtwinkliges Achsensystem bezogen.

Für das Moment M und die Axialkraft N in den einzelnen Querschnitten ergeben sich die nachstehenden Ausdrücke:

		linker Bogenteil			
Querschnitt	0	$M_0 = M_0$		9)	
"	1	$M_1 = M_0 + P_1(x_1 - a_1) - Hy_1 - Sx_1$			
"	m	$M_m = M_0 + \sum_{r=1}^{r=m} P_r(x_m - a_r) - Hy_m - Sx_m$			
.....					
Querschnitt	0	$N_0 = H$			
"	1	$N_1 = H \cos \varphi_1 + P_1 \sin \varphi_1 - S \sin \varphi_1$			
"	m	$N_m = H \cos \varphi_m + \left(\sum_1^m P \right) \sin \varphi_m - S \sin \varphi_m$			
.....					
		rechter Bogenteil			
Querschnitt	0	$M'_0 = M_0$			
"	1	$M'_1 = M_0 + P'_1(x'_1 - a'_1) - Hy'_1 + Sx'_1$			
"	m	$M'_m = M_0 + \sum_{r=1}^{r=m} P'_r(x'_m - a'_r) - Hy'_m + Sx'_m$			
.....					
Querschnitt	0	$N'_0 = H$			
"	1	$N'_1 = H \cos \varphi'_1 + P'_1 \sin \varphi'_1 + S'_1 \sin \varphi'_1$			
"	m	$N'_m = H \cos \varphi'_m + \left(\sum_1^m P' \right) \sin \varphi'_m + S_1 \sin \varphi'_m$			
.....					

In diesen Ausdrücken sind die Größen H , S und M_0 vorläufig noch unbekannt. Zu ihrer Feststellung führen wir nun die Bedingungen ein, denen das System hinsichtlich seiner Formänderungen unterworfen ist. Bezeichnet \mathfrak{A}_1 die Arbeit der formändernden Kräfte im linken Bogenteile, \mathfrak{A}_2 jene im rechten Bogenteile, so geben bei vollkommener Unverschieblichkeit und Unverdrehbarkeit der Endquerschnitte die partiellen Differenzialquotienten von \mathfrak{A}_1 beziehungsweise \mathfrak{A}_2 nach H , S und M_0 die Verschiebungen und die Verdrehung des Querschnittes 0 nach Richtung von H , S und M_0 , welche für die beiden Bogenteile gleich groß, aber entgegengesetzt sind, in ihrer Summe demnach Null geben. Bezeichnet daher $\mathfrak{A} = \mathfrak{A}_1 + \mathfrak{A}_2$ die gesamte Formänderungsarbeit, so gelten hiernach die Bedingungen

$$\frac{\partial \mathfrak{A}}{\partial H} = 0, \quad \frac{\partial \mathfrak{A}}{\partial S} = 0, \quad \frac{\partial \mathfrak{A}}{\partial M_0} = 0.$$

Für gerade und angenähert auch für gekrümmte Stäbe ist mit Außerachtlassung der von den Schubkräften herrührenden Form-

änderung $\mathfrak{A} = \frac{1}{2} \int_A^B \frac{M^2}{EJ} ds + \frac{1}{2} \int_A^B \frac{N^2}{EF} ds$, so daß unter Voraussetzung

eines konstanten Elastizitätskoeffizienten und bei Ersatz der bestimmten Integrale durch Summengrößen die drei Bedingungs-
gleichungen lauten:

$$\left. \begin{aligned} \sum \frac{M}{J} \frac{\partial M}{\partial H} \Delta s + \sum \frac{N}{F} \frac{\partial N}{\partial H} \Delta s &= 0 \\ \sum \frac{M}{J} \frac{\partial M}{\partial S} \Delta s + \sum \frac{N}{F} \frac{\partial N}{\partial S} \Delta s &= 0 \\ \sum \frac{M}{J} \frac{\partial M}{\partial M_0} \Delta s &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots 10)$$

Die Einsetzung der aus den Gleichungen 9) folgenden Ausdrücke für M und N und ihrer Differenzialquotienten in 10) ergibt mit Einführung der abkürzenden Bezeichnungen

$$\begin{aligned} \sum_{r=1}^{r=m} P_r (x - a_r) &= \mathfrak{M}, & \sum_{r=1}^{r=m} P'_r (x'_{r'} - a'_{r'}) &= \mathfrak{M}' \\ \sum_1^m P &= \mathfrak{P}, & \sum_1^m P' &= \mathfrak{P}' \end{aligned}$$

die nachstehenden drei linearen Bestimmungsgleichungen für H, S und M_0 :

$$\left. \begin{aligned} a) \quad -M_0 \left[\sum_A^B \frac{y}{J} \Delta s + H \left[\sum_A^B \frac{y^2}{J} \Delta s + \sum_A^B \frac{\cos^2 \varphi}{F} \Delta s \right] + S \left[\sum_A^C \frac{x y}{J} \Delta s - \right. \right. \\ \left. \left. - \sum_C^B \frac{x y}{J} \Delta s - \sum_A^C \frac{\sin \varphi \cos \varphi}{F} \Delta s + \sum_C^B \frac{\sin \varphi \cos \varphi}{F} \Delta s \right] - \right. \\ \left. - \sum_A^B \frac{\mathfrak{M} y}{J} \Delta s + \sum_A^B \mathfrak{P} \frac{\sin \varphi \cos \varphi}{F} \Delta s = 0 \right. \\ b) \quad -M_0 \left[\sum_A^C \frac{x}{J} \Delta s - \sum_C^B \frac{x}{J} \Delta s \right] + H \left[\sum_A^C \frac{x y}{J} \Delta s - \sum_C^B \frac{x y}{J} \Delta s - \right. \\ \left. - \sum_A^C \frac{\sin \varphi \cos \varphi}{F} \Delta s + \sum_C^B \frac{\sin \varphi \cos \varphi}{F} \Delta s \right] + S \left[\sum_A^B \frac{x^2}{J} \Delta s + \right. \\ \left. + \sum_A^B \frac{\sin^2 \varphi}{F} \Delta s \right] - \sum_A^C \frac{\mathfrak{M} x}{J} \Delta s + \sum_C^B \frac{\mathfrak{M}' x}{J} \Delta s - \\ \left. - \sum_A^C \mathfrak{P} \frac{\sin^2 \varphi}{F} \Delta s + \sum_C^B \mathfrak{P}' \frac{\sin^2 \varphi}{F} \Delta s = 0 \right. \end{aligned} \right\} 11)$$

$$c) \left. \begin{aligned} M_0 \sum_A^B \frac{As}{J} - H \sum_A^B \frac{y}{J} As - S \left[\sum_A^C \frac{x}{J} As - \sum_C^B \frac{x}{y} As \right] + \sum_A^B \frac{M}{J} As = 0 \end{aligned} \right\} 11a)$$

oder in abgekürzter Form geschrieben:

$$\left. \begin{aligned} a) \quad \alpha M_0 + \beta H + \gamma S + A_1 &= 0 \\ b) \quad \delta M_0 + \gamma H + \varepsilon S + A_2 &= 0 \\ c) \quad \varphi M_0 + \alpha H + \delta S + A_3 &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots 12)$$

Die Koeffizienten $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \varepsilon, \varphi$ sind nur von der Form und von den Querschnittsgrößen F und J des Bogens abhängig, die Größen A_1, A_2, A_3 auch von der Belastung. Die Berechnung der sie zusammensetzenden Summengrößen erfolgt aus den für die Querschnitte $o-n$ und $o-n'$ berechneten Einzelwerten unter Anwendung der Simpsonschen Summenformel.

Ist der Gewölbebogen gegen den Querschnitt C symmetrisch, so werden die Koeffizienten γ und $\delta = \text{Null}$ und es vereinfachen sich die obigen Gleichungen in

$$\left. \begin{aligned} a) \quad \alpha M_0 + \beta H + A_1 &= 0 \\ c) \quad \varphi M_0 + \varepsilon H + A_3 &= 0 \\ b) \quad \varepsilon S + A_2 &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 13)$$

Hierin ist (n als gerade Zahl angenommen und die Summen durch $\frac{2}{3}As$ gekürzt):

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= - \left[\frac{4y_1}{J_1} + 2 \frac{y_2}{J} + 4 \frac{y_3}{J_3} + \dots \frac{y_n}{J_n} \right] \\ \beta &= \left[4 \frac{y_1^2}{J_1} + 2 \frac{y_2^2}{J_2} + 4 \frac{y_3^2}{J_3} + \dots \frac{y_n^2}{J_n} \right] + \left[\frac{1}{F_0} + 4 \frac{\cos^2 \varphi_1}{F_1} + 2 \frac{\cos^2 \varphi_2}{F_2} + \right. \\ &\quad \left. + 4 \frac{\cos^2 \varphi_3}{F_3} + \dots \frac{\cos^2 \varphi_n}{F} \right] \\ \varphi &= \left[\frac{1}{J_0} + \frac{4}{J_1} + \frac{2}{J_2} + \frac{4}{J_3} + \dots \frac{1}{J_n} \right] \\ \varepsilon &= \left[4 \frac{x_1^2}{J_1} + 2 \frac{x_2^2}{J_2} + 4 \frac{x_3^2}{J_3} + \dots \frac{x_n^2}{J_n} \right] + \left[4 \frac{\sin^2 \varphi_1}{F_1} + 2 \frac{\sin^2 \varphi_2}{F_2} + \right. \\ &\quad \left. + 4 \frac{\sin^2 \varphi_3}{F_3} + \dots \frac{\sin^2 \varphi_n}{F_n} \right] \end{aligned} \right\} 14)$$

$$\left. \begin{aligned}
 A_1 &= -\frac{1}{2} \left[4 \frac{y_1}{J_1} (\mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}'_1) + 2 \frac{y_2}{J_2} (\mathfrak{M}_2 + \mathfrak{M}'_2) + 4 \frac{y_3}{J_3} (\mathfrak{M}_3 + \mathfrak{M}'_3) + \right. \\
 &\quad \left. + \dots \frac{y_n}{J_n} (\mathfrak{M}_n + \mathfrak{M}'_n) \right] + \frac{1}{2} \left[4 \frac{\cos \varphi_1 \sin \varphi_1}{F_1} (\mathfrak{P}_1 + \mathfrak{P}'_1) + \right. \\
 &\quad \left. + 2 \frac{\cos \varphi_2 \sin \varphi_2}{F_2} (\mathfrak{P}_2 + \mathfrak{P}'_2) + 4 \frac{\cos \varphi_3 \sin \varphi_3}{F_3} (\mathfrak{P}_3 + \mathfrak{P}'_3) + \right. \\
 &\quad \left. + \dots \frac{\cos \varphi_n \sin \varphi_n}{F_n} (\mathfrak{P}_n + \mathfrak{P}'_n) \right] \\
 A_2 &= -\frac{1}{2} \left[4 \frac{x_1}{J_1} (\mathfrak{M}_1 - \mathfrak{M}'_1) + 2 \frac{x_2}{J_2} (\mathfrak{M}_2 - \mathfrak{M}'_2) + 4 \frac{x_3}{J_3} (\mathfrak{M}_3 - \mathfrak{M}'_3) + \right. \\
 &\quad \left. + \dots \frac{x_n}{J_n} (\mathfrak{M}_n - \mathfrak{M}'_n) \right] \\
 A_3 &= \frac{1}{2} \left[\frac{4}{J_1} (\mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}'_1) + \frac{2}{J_2} (\mathfrak{M}_2 + \mathfrak{M}'_2) + \frac{4}{J_3} (\mathfrak{M}_3 + \mathfrak{M}'_3) + \dots \right. \\
 &\quad \left. \dots \frac{1}{J_n} (\mathfrak{M}_n + \mathfrak{M}'_n) \right]
 \end{aligned} \right\} 15)$$

Durch Auflösung der Gleichungen 13a und c folgt

$$\left. \begin{aligned}
 H &= \frac{\alpha A_3 - \varphi A_1}{\beta \varphi - \alpha^2} \text{ und } M_0 = \frac{\alpha A_1 - \beta A_3}{\beta \varphi - \alpha^2} \\
 S &= -\frac{A_2}{\varepsilon}
 \end{aligned} \right\} \dots 16)$$

Ist auch die Belastung zum Gewölbescheitel symmetrisch, so ist für die gleichliegenden Bogenpunkte $\mathfrak{M} = \mathfrak{M}'$ und $\mathfrak{P} = \mathfrak{P}'$, demnach $A_2 = 0$ und damit auch die lotrechte Scheitelkraft $S = 0$. Die Kraft wirkt im Bogenscheitel horizontal und ist durch H und M_0 bestimmt.

Ist die Verkehrslast gleichmäßig verteilt und begnügt man sich, bloß zwei Belastungsfälle, nämlich volle und halbseitige Belastung, zu untersuchen, so braucht man für letztere bloß die Kraft S aus Gleichung 16) zu bestimmen, da H und M_0 die halben Werte von jenen bei Vollbelastung annehmen.

Mit den berechneten Werten von H , M_0 und S ergeben sich dann für jeden Querschnitt die wirksamen Kräfte M und N aus dem Gleichungssystem 9), womit die Spannungen nach den im § 2 gegebenen Regeln zu berechnen sind¹⁾.

¹⁾ Zu beachten ist, daß in den vorstehenden Entwicklungen das Vorzeichen von M entgegengesetzt von jenem in den vorhergehenden Paragraphen angenommen wurde.

der Ähnlichkeit der Dreiecke $\triangle BB'B''$ und $\triangle CBD$ und weil $\overline{BB'} = \overline{CB} \cdot d\psi$ ist, mit

$$B'B'' = x \cdot d\psi \text{ und } BB'' = y \cdot d\psi.$$

Tritt zu der Verdrehung der beiden Querschnitte C, C' auch noch eine Änderung ihres Schwerpunktsabstandes ds dadurch, daß sich das Element ds der Bogenachse um $\triangle ds$ verkürzt, so erfährt auch B eine zum Bogenstücke CC' parallele Verschiebung von der gleichen Größe, deren Projektionen $\triangle ds \cdot \sin \varphi$ und $\triangle ds \cdot \cos \varphi$ sind. Die Gesamtverschiebung von B wird demnach

$$\left. \begin{aligned} B'B'' &= x \cdot d\psi - \triangle ds \cdot \sin \varphi \\ B B'' &= y \cdot d\psi - \triangle ds \cdot \cos \varphi. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 17)$$

Die Formänderung des Bogenelementes CC' sei die Folge eines auf den Querschnitt C wirkenden Momentes M und einer Axialkraft N . Dann bestehen nach der Elastizitätstheorie bei dem Krümmungshalbmesser r der Stabachse, dem Querschnitts-Trägheitsmomente J und der Querschnittsfläche F die folgenden Beziehungen zwischen den Formänderungen des Elementes und den angreifenden Kräften:

$$\frac{d\psi}{ds} = \frac{M}{EJ} + \frac{N}{EFr}$$

$$\frac{\triangle ds}{ds} = \frac{N}{EF}$$

Mit Einsetzung von $d\psi$ und $\triangle ds$ in 17) ergeben sich die Verschiebungsgrößen von B , welche entstehen, wenn auf einen einzigen Querschnitt des Stabes eine äußere Kraft wirkt, die ein Moment und eine Axialkraft zur Folge hat und dadurch eine elastische Formänderung des Bogenelementes ds hervorruft. Von der Wirkung der Schubkräfte wird dabei abgesehen. Werden auch die übrigen Querschnitte von Kräften beansprucht und ändern sonach sämtliche Bogenelemente ihre Form, so ergeben sich die resultierenden Gesamtverschiebungen des Kämpfers B durch Summierung der Elementarverschiebungen. Da nun aber der Kämpfer B beim eingespannten Bogen in Wirklichkeit festgehalten ist, so sind seine Verschiebungen gleich Null zu setzen und wir erhalten die beiden Bedingungsgleichungen:

$$\int_A^B \frac{Mx}{EJ} ds + \int_A^B \frac{N}{EF} \left(\frac{x}{r} - \sin \varphi \right) ds = 0 \dots \dots \dots 18)$$

$$\int_A^B \frac{M y}{E J} ds + \int_A^B \frac{N}{E F} \left(\frac{y}{r} - \cos \varphi \right) ds = 0 \quad \dots \quad 19)$$

Die feste Einspannung des Kämpfers verlangt aber auch noch, daß daselbst die Winkelverdrehung gleich Null ist, und da der Kämpferquerschnitt B sich mit jedem Querschnitt um $d\psi$ dreht, so muß

$$\int_A^B d\psi = 0 \text{ sein, also}$$

$$\int_A^B \frac{M}{E J} ds + \int_A^B \frac{N}{E F r} ds = 0 \quad \dots \quad 20)$$

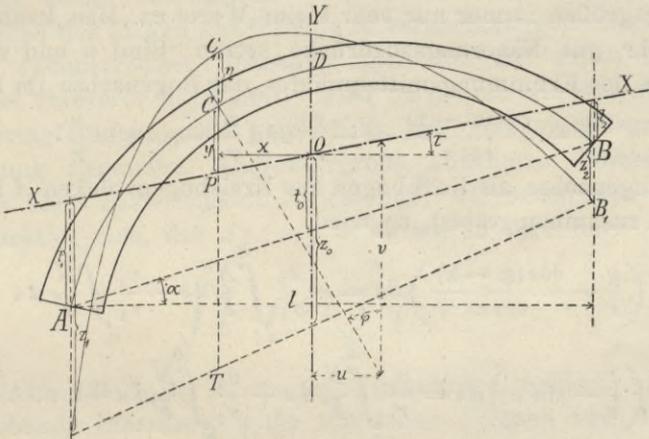


Abb. 13.

Die vorstehenden drei Gleichungen wurden für ein durch B gelegtes Achsensystem entwickelt. Sie gelten aber auch für eine beliebige Parallelverschiebung der Achsen, denn setzen wir in den zwei ersten Gleichungen $x = x' + a$ und $y = y' + b$, so fallen die Zusatzglieder wegen Erfüllung der dritten Gleichung wieder hinweg. Wir können also den Ursprung des Koordinatensystems nach dem vorläufig beliebig gewählten Punkte O verlegen und wollen nun auch die Abszissenachse nicht wagrecht, sondern unter dem Winkel τ geneigt annehmen (Abb. 13). Die Bogenachspunkte werden durch die wagrecht gemessenen Abszissen x und durch die lotrecht bis zur schrägen Abszissenachse gemessenen Ordinaten y auf den Punkt O bezogen. Mit Einführung dieser neuen Koordinaten ist in Gleichung 19) für y

zu setzen $y - x \operatorname{tg} \tau$ und man erhält unter Rücksichtnahme auf Gleichung 18) das neue Gleichungssystem

$$\left. \begin{aligned} \int_A^B \frac{Mx}{EJ} ds + \int_A^B \frac{N}{EF} \left(\frac{x}{r} - \sin \varphi \right) ds &= 0 \\ \int_A^B \frac{My}{EJ} ds + \int_A^B \frac{N}{EF} \left(\frac{y}{r} - \frac{\cos(\varphi - \tau)}{\cos \tau} \right) ds &= 0 \\ \int_A^B \frac{M}{EJ} ds + \int_A^B \frac{N}{EFr} ds &= 0 \end{aligned} \right\} \dots 21)$$

Die N enthaltenden Integrale vorstehender Gleichungen nehmen im Verhältnis zu den von den Biegemomenten herrührenden Formänderungsgrößen immer nur sehr kleine Werte an. Man kann deshalb dafür sehr gut Näherungsausdrücke setzen. Sind u und v die Koordinaten des Krümmungsmittelpunktes der Bogenachse im Punkte C , so ist $\frac{y}{r} - \frac{\cos(\varphi - \tau)}{\cos \tau} = -\frac{v}{r}$ und $\frac{x}{r} - \sin \varphi = \frac{u}{r}$.

Ist die Bogenachse als Korbbogen aus Kreisbogenstücken $A B_1, B_1 B_2, B_2 B_3 \dots$ zusammengesetzt, so wird

$$\begin{aligned} \int_A^B \frac{N}{F} \left(\frac{y}{r} - \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha} \right) ds &= -\frac{v_1}{r_1} \int_A^{B_1} \frac{N}{F} ds - \frac{v_2}{r_2} \int_{B_1}^{B_2} \frac{N}{F} ds - \dots \\ \int_A^B \frac{N}{F} \left(\frac{x}{r} - \sin \alpha \right) ds &= \frac{u_1}{r_1} \int_A^{B_1} \frac{N}{F} ds + \frac{u_2}{r_2} \int_{B_1}^{B_2} \frac{N}{F} ds + \dots \end{aligned}$$

Bei nicht allzu großer Unsymmetrie des Bogens kann man immer ohne großen Fehler einen Mittelwert von v und r einführen und den Mittelwert von $u = 0$ setzen. Kürzt man überdies durch den konstant angenommenen Elastizitätskoeffizienten E , so gehen die Gleichungen 21) über in

$$\left. \begin{aligned} \int_A^B \frac{My}{J} ds - \frac{v}{r} \int_A^B \frac{N}{F} ds &= 0 \\ \int_A^B \frac{Mx}{J} ds &= 0 \\ \int_A^B \frac{M}{J} ds + \frac{1}{r} \int_A^B \frac{N}{F} ds &= 0 \end{aligned} \right\} \dots 22)$$

Für den durch C unter dem Winkel φ zur Lotrechten gelegten Querschnitt ist

$$N = H \cos \varphi + V \sin \varphi$$

wenn V die lotrechte Komponente der Fugenkraft bezeichnet. Für letztere kann $V = V_0 + Q_x$ gesetzt werden, unter V_0 die lotrechte Kraft im Querschnitt D ($x=0$) und unter Q_x die Lastensumme zwischen D und C verstanden. Es ist sonach

$$\int_A^B \frac{N}{F} ds = H \int_A^B \frac{\cos \varphi}{F} ds + V_0 \int_A^B \frac{\sin \varphi}{F} ds + \int_A^B \frac{Q_x \sin \varphi}{F} ds$$

Für einen zur Ordinatenachse symmetrischen Bogen ist $\int_A^B \frac{\sin \varphi}{F} ds = 0$;

aber auch sonst wird für die praktischen Fälle der Anwendung, die sich in der Regel auf nicht allzu unsymmetrische Bogen beschränkt, der Wert dieses bestimmten Integrals sehr klein und daher das zweite Glied des obigen Ausdruckes zu vernachlässigen sein. Ähnliches gilt bei symmetrischer Belastung auch für das dritte Glied und selbst bei stärkerer Asymmetrie wird dieses nur die Bedeutung einer sehr geringfügigen, meist außerhalb der Genauigkeitsgrenze der Berechnung liegenden, Korrekturgröße annehmen. Dieselbe wäre übrigens ohne Schwierigkeit zu rechnen; wir bezeichnen sie mit α . Berücksichtigt man, daß $ds \cdot \cos \varphi = dx$ ist, so wird nun

$$\int_A^B \frac{N}{F} ds = H \int_A^B \frac{dx}{F} + \alpha \dots \dots \dots 23)$$

Es sei (Abb. 13) A_1, C_1, B_1 die einer gegebenen, beliebigen Belastung entsprechende Stützlinie, η ihr lotrechter Abstand von der Bogenachse im Punkte C , so ist das auf diesen Punkt bezogene Moment

$$M = H \eta = H(\overline{C_1 T} - \overline{PT} - y) = \mathfrak{M} - H(\overline{PT} + y)$$

wenn unter \mathfrak{M} wieder das Moment für den frei aufliegenden Balkenträger von der Stützweite l verstanden wird. Mit den Bezeichnungen der Abb. 13 ist ferner

$$\overline{PT} = z_0 + \frac{z_1 - z_2}{l} x$$

demnach
$$M = \mathfrak{M} - H y - H z_0 - H \frac{z_1 - z_2}{l} x$$

Als Bestimmungsgrößen wählen wir

$$\left. \begin{array}{l} \text{die Kräfte} \quad H \text{ und } X_1 = H \frac{z_1 - z_2}{l} \\ \text{ferner das Moment} \quad X_2 = H z_0 \end{array} \right\} \dots \dots \dots 24)$$

und haben sonach auch

$$M = \mathfrak{M} - Hy - X_1 x - X_2 \dots \dots \dots 25)$$

Dieser Ausdruck mit 23) in die Gleichungen 22) eingesetzt, gibt:

$$\int_B^A \frac{\mathfrak{M} y}{J} ds - H \int_B^A \frac{y^2}{J} ds - X_1 \int_B^A \frac{xy}{J} ds - X_2 \int_B^A \frac{y}{J} ds - \frac{v}{r} \left[H \int_B^A \frac{dx}{F} + \varkappa \right] = 0$$

$$\int_B^A \frac{\mathfrak{M} x}{J} ds - H \int_B^A \frac{xy}{J} ds - X_1 \int_B^A \frac{x^2}{J} ds - X_2 \int_B^A \frac{x}{J} ds = 0$$

$$\int_B^A \frac{\mathfrak{M}}{J} ds - H \int_B^A \frac{y}{J} ds - X_1 \int_B^A \frac{x}{J} ds - X_2 \int_B^A \frac{1}{J} ds + \frac{1}{r} \left[H \int_B^A \frac{dx}{F} + \varkappa \right] = 0$$

Für das vorstehende Gleichungssystem ist die Lage des Koordinaten-Ursprunges O , sowie die Richtung der Abszissenachse XX willkürlich; wir wollen nun dafür eine solche Wahl treffen, welche die Auflösung der Gleichungen möglichst vereinfacht. Dies wird erzielt, wenn

$$\int_B^A \frac{x}{J} ds = 0 \quad \int_B^A \frac{y}{J} ds = 0 \quad \int_B^A \frac{xy}{J} ds = 0 \quad \dots \dots 26)$$

gemacht wird, denn dann ergibt sich

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{\int_B^A \frac{\mathfrak{M} y}{J} ds - \frac{v}{r} \varkappa}{\int_B^A \frac{y^2}{J} ds + \frac{v}{r} \int_B^A \frac{dx}{F}} \\ X_1 &= \frac{\int_B^A \frac{\mathfrak{M} x}{J} ds}{\int_B^A \frac{x^2}{J} ds} \\ X_2 &= \frac{\int_B^A \frac{\mathfrak{M}}{J} ds + \frac{1}{r} \left[H \int_B^A \frac{dx}{F} + \varkappa \right]}{\int_B^A \frac{ds}{J}} \end{aligned} \right\} \dots \dots 27)$$

Die Gleichungen 26) bestimmen die Lage des Koordinatenursprunges O und die Richtung der Abszissenachse XX . Denkt man sich nämlich die einzelnen Elemente der Bogenachse mit den reziproken Querschnittsträgheitsmomenten $\frac{1}{J}$ belastet, so drücken die zwei ersten Gleichungen 26) die Bedingung aus, daß der Koordinaten-Anfangspunkt in den Schwerpunkt dieser Gewichte zu verlegen ist, wogegen die dritte Gleichung dann erfüllt ist, wenn das auf die beiden Koordinatenachsen bezogene Zentrifugalmoment dieser Gewichte gleich Null ist. Letzteres ist bekanntlich dann

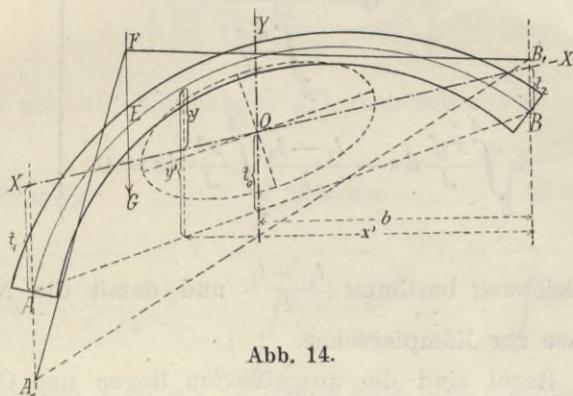


Abb. 14.

der Fall, wenn die beiden Achsen in bezug auf die Schwerpunkts-Trägheitsellipse der Gewichte $\frac{ds}{J}$ konjugiert sind. Man könnte demnach das Achsenkreuz dadurch festlegen, daß man für die mit $\frac{ds}{J}$ belasteten Bogenelemente den Schwerpunkt bestimmt, die Trägheitsellipse (hier Elastizitätsellipse genannt) konstruiert und deren zur Lotrechten konjugierte Achse ermittelt (Abb. 14). Für die Anwendung wird sich aber besser die nachstehende rechnerische Festlegung des Achsenkreuzes empfehlen.

Wir beziehen die Bogenpunkte durch die Koordinaten $x' y'$ auf den rechten Kämpferpunkt B und auf die Kämpfersehne AB , desgleichen den gesuchten Punkt O durch b und t_0 . Die Abschnitte der durch O gehenden XX -Achse auf den Kämpferlotrechten seien t_1 und t_2 .

Dann ist

$$x = x' - b$$

$$y = y' - t_0 - \frac{t_1 - t_2}{l} (x' - b)$$

und es folgt durch Einsetzung in die Gleichung 26)

$$\left. \begin{aligned}
 b &= \frac{\int_B^A \frac{x'}{J} ds}{\int_B^A \frac{ds}{J}} \\
 t_0 &= \frac{\int_B^A \frac{y'}{J} ds}{\int_B^A \frac{ds}{J}} \\
 \int_B^A \frac{xy'}{J} ds - \frac{t_1 - t_2}{l} \int_B^A \frac{x^2}{J} ds &= 0
 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 28)$$

Die letzte Gleichung bestimmt $\frac{t_1 - t_2}{l}$ und damit die Neigung der Abszissenachse zur Kämpfersehne.

In der Regel sind die ausgeführten Bogen und Gewölbe zur lotrechten Mittellinie symmetrisch, derart, daß je zwei gleichweit um $+x$ und $-x$ von dieser Mittellinie abstehende Bogenpunkte gleiches y' und gleichen Querschnitt haben. Dann fällt der Schwerpunkt der Gewichte $\frac{ds}{J}$ in die Mittellinie, diese wird sonach zur Ordinatenachse und es ist wegen $\int \frac{xy'}{J} ds = 0$, auch $\frac{t_1 - t_2}{l} = 0$, d. h. die Abszissenachse ist parallel zur Kämpfersehne anzunehmen. Es gilt dies aber, wie bemerkt, nur unter Voraussetzung der oberwähnten schiefachsigen Symmetrie, und natürlich auch für einen zur Mittelachse symmetrischen Bogen mit gleich hoch liegenden Kämpfern.

Die F enthaltenden Glieder in den Ausdrücken 27) werden im Vergleiche zu den vom Trägheitsmoment J abhängigen sehr klein und es liegen insbesondere diese im Zähler von H und X_2 stehenden Glieder bei nicht allzu kleinem Krümmungshalbmesser r immer außerhalb des Genauigkeitsgrades der Rechnung, so daß sie ohne weiteres vernachlässigt werden können. Ist ferner der Querschnitt

des Bogens in den horizontalen Längen $a_1 a_2 \dots$ konstant und gleich $F_1 F_2 \dots$, so ist

$$\int_B^A \frac{dx}{F} = \frac{a_1}{F_1} + \frac{a_2}{F_2} + \dots = \frac{l}{F_0}$$

wenn F_0 eine mittlere Querschnittsfläche bezeichnet. Wir setzen weiter

$$\left. \begin{aligned} \frac{y}{J} \frac{ds}{dx} &= \frac{y}{J \cos \varphi} = w \\ \frac{x}{J} \frac{ds}{dx} &= \frac{x}{J \cos \varphi} = w' \\ \frac{1}{J} \frac{ds}{dx} &= \frac{1}{J \cos \varphi} = w'' \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 29)$$

und können nun die Gleichungen 27) auch schreiben:

$$H = \frac{\int_A^B \mathfrak{M} w dx}{\int_A^B y w dx + \frac{v}{r} \frac{l}{F_0}}, \quad X_1 = \frac{\int_A^B \mathfrak{M} w' dx}{\int_A^B x w' dx}, \quad X_2 = \frac{\int_A^B \mathfrak{M} w'' dx}{\int_A^B w'' dx} \quad 30)$$

Wir nehmen jetzt als Belastung bloß eine Einzellast $G = 1$ im Punkte E an (Abb. 14); dann entsprechen die Momente \mathfrak{M} des gleichbelasteten Balkenträgers den Ordinaten eines Dreieckes $A_1 F B_1$ und dieses ist bekanntlich identisch mit der Einflußlinie des Momentes in E für eine über den Träger bewegte Last G . Man kann daher

$\int_A^B \mathfrak{M} w dx$ auffassen als das Moment in dem unter E gelegenen Querschnitt eines Balkenträgers von der Stützweite l , der mit w stetig

belastet ist. Gleiches gilt bezüglich $\int_A^B \mathfrak{M} w' dx$ und $\int_A^B \mathfrak{M} w'' dx$, wenn als stetige Belastung w' , beziehungsweise w'' angenommen wird.

Ebenso lassen sich auch die Integralwerte $\int_A^B y w dx$ und $\int_A^B x w' dx$ als statische Momente darstellen, und zwar wird ersterer erhalten, wenn man die Bogenpunkte parallel zur Achse XX mit den Gewichten $w \cdot dx$

belastet und deren Momentensumme in bezug auf diese Achse mit $\sec \tau$ multipliziert; letzterer, indem man die Summe der Momente der lotrecht wirkenden Gewichte $w' \cdot dx$ in bezug auf die Ordinatenachse bildet. Alle diese Momente können graphisch mit Hilfe von Seillinien bestimmt werden.

Zunächst ist das Achsenkreuz festzulegen. Zu seiner Bestimmung dienen die Gleichungen 28), welche man nun auch in der Form schreiben kann

$$\left. \begin{aligned} b &= \frac{\int x' w'' dx}{\int w'' dx} & t_0 &= \frac{\int y' w'' dx}{\int w'' dx} \\ \int y' w' dx - \frac{t_1 - t_2}{l} \int x w' dx &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots 31)$$

Auch die hier vorkommenden bestimmten Integrale sind als statische Momente der Gewichte w'' und w' aufzufassen und graphisch durch Verzeichnung von Seillinien zu erhalten. Hat der Bogen die oben definierte gerade oder schiefachsige Symmetrie, so bedarf es bloß der Bestimmung von t_0 .

Bei der Durchführung des Verfahrens sind die stetig verteilten Gewichte w, w', w'' durch Einzelgewichte, die Integrale sonach durch Summen zu ersetzen. Wir teilen dazu den Bogen von der Ordinatenachse aus in Stücke von gleicher Abszissenlänge Δx . Die den Teilungspunkten entsprechenden Koordinaten und Querschnittsgrößen werden mit den Indices 0, 1, 2 . . . m . . . n bezeichnet. Um die Integralwerte mit möglicher Annäherung durch endliche Summenglieder zu erhalten, führen wir als Einzelgewichte in den Bogenpunkten die nach Simpsonscher Regel gemittelten Werte aus drei benachbarten Punkten ein, setzen also

$$\left. \begin{aligned} w_m &= \frac{1}{6} (w_{m-1} + 4 w_m + w_{m+1}) \\ w'_m &= \frac{1}{6} (w'_{m-1} + 4 w'_m + w'_{m+1}) \\ w''_m &= \frac{1}{6} (w''_{m-1} + 4 w''_m + w''_{m+1}) \end{aligned} \right\} \dots \dots 32)$$

Ist Δx kein aliquoter Teil der halben Spannweite, der letzte Ordinatenabstand vom Kämpfer sohin von Δx verschieden = $\Delta x'$, so ist für die beiden letzten Punkte

$$\left. \begin{aligned} w_{n-1} &= \frac{1}{6} (w_{n-2} + 2 w_{n-1}) + \frac{1}{6} \frac{\Delta x'}{\Delta x} (2 w_{n-1} + w_n) \\ w_n &= \frac{1}{6} (w_{n-1} + 2 w_n) \frac{\Delta x'}{\Delta x} \end{aligned} \right\} \dots 32 a)$$

und in entsprechender Weise sind für diese Punkte auch die w' und w'' zu bilden¹⁾.

Bei der statischen Untersuchung eines gegebenen Gewölbes berechne man zunächst die w'' und bestimme mit deren Hilfe die Lage des Punktes O und die Neigung der XX -Achse entweder graphisch oder durch Rechnung nach den Gleichungen 31). In dem Beispiele der Abb. 15 ist ein symmetrischer Bogen vorausgesetzt und es genügt demnach die Bestimmung von t_0 (mittels des Seilpolygons b aus dem Kräftepolygon a der Gewichte w''). Nun können die Ordinaten y ermittelt und aus ihnen die w berechnet werden. Zufolge $\int \frac{y}{J} ds = 0$ sollte auch $\Sigma w = 0$ sein; wegen der endlichen Zahl der Summenglieder kann sich ein kleiner Fehler ergeben, der entsprechend auf die Einzelwerte der w aufzuteilen ist.

Es sind nun die Bogenpunkte mit den Gewichten w , und zwar einmal lotrecht und ein andermal parallel zur Abszissenachse zu belasten und dafür die Seilpolygone (d) und (f) mit Zugrundelegung einer beliebigen Polweite p , beziehungsweise $p \cos \tau$ mit Hilfe der Kräftepolygone (c) und (e) zu konstruieren. Die Ordinate des ersten Seilpolygons in der Angriffslotrechten der Last G sei ξ , der Abschnitt der ersten und letzten Seilseite des zweiten Seilpolygons auf der Abszissenachse oder einer dazu parallelen Geraden sei $\overline{mm_1}$. Dann ist der Horizontalschub für eine in E wirkende Last G

$$H = \frac{\xi}{\overline{mm_1} + c} \cdot G,$$

worin c die kleine Korrekptionsgröße $c = \frac{v}{r} \frac{l}{F_0 p} \frac{1}{\Delta x}$ bezeichnet. Wir fügen dieselbe im Längenmaßstabe der Zeichnung an $\overline{mm_1}$ an und wählen die erhaltene Strecke $\overline{mm_2}$ als Maß der Last G . Dann gibt die Ordinate ξ die Größe des Horizontalschubes H und es entspricht die dem Seilpolygon (d) umschriebene Kurve seiner Einflußlinie.

Bei der in dem Beispiele vorausgesetzten Symmetrie des Bogens sind für die gleichliegenden Punkte beider Bogenhälften die Größen w und w'' gleich, die Größen w' entgegengesetzt gleich groß; es genügt daher die Verzeichnung der halben Seilpolygone.

¹⁾ Über ein vereinfachtes, angenähertes Verfahren siehe: Dr. Robert Schönhöfer, „Statische Untersuchung von Bogen- und Wölbttragwerken unter Anwendung des Verfahrens mit konstanten Bogengrößen“. Berlin 1908, W. Ernst & Sohn.

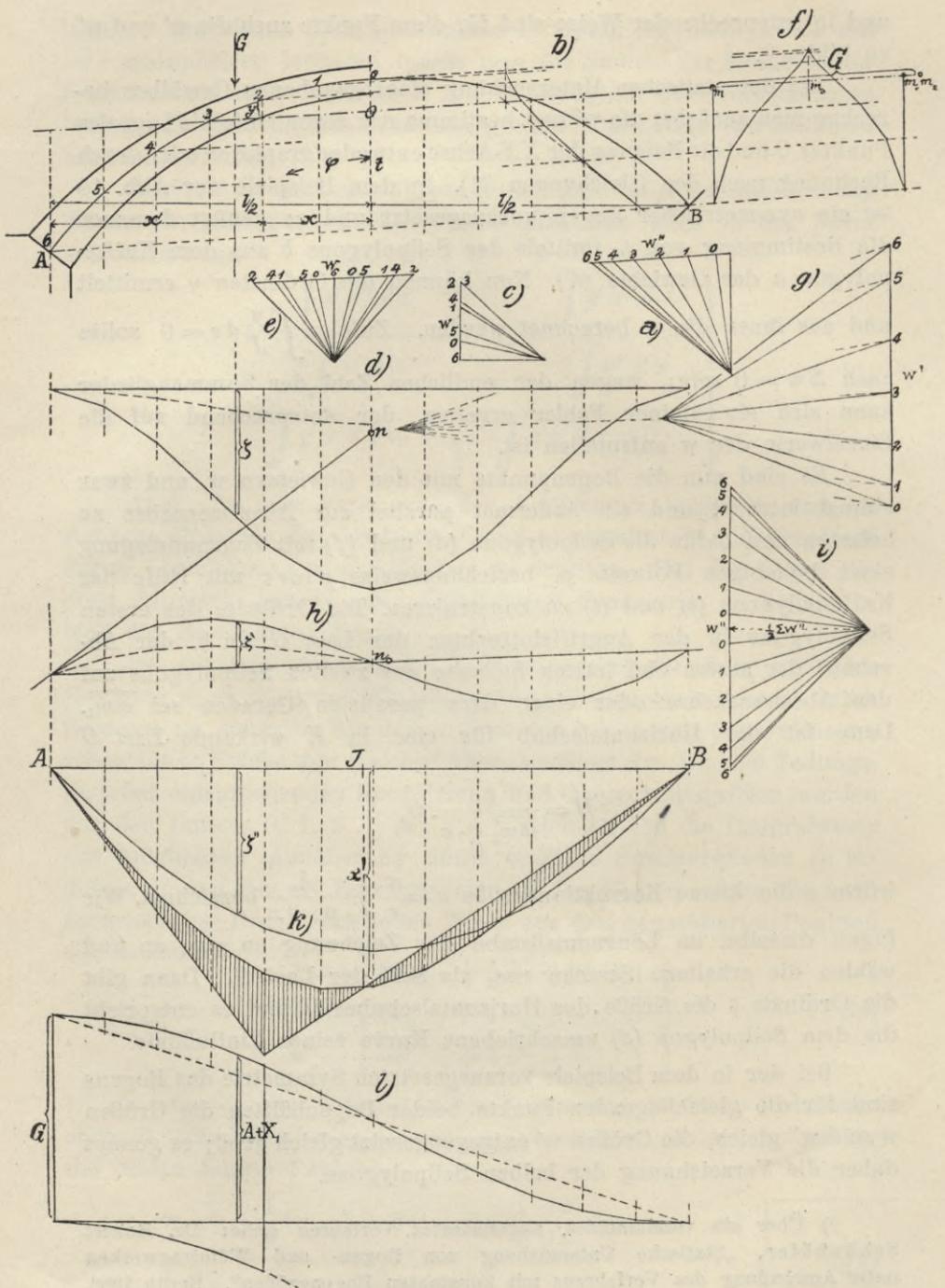


Abb. 15.

Denken wir uns die Bogenpunkte mit den Gewichten w' belastet, so gibt das aus diesen Kräften (g) mit beliebiger Polweite konstruierte Seilpolygon (h) in den von der Schlußlinie gemessenen Ordinaten ζ' die Momente eines mit diesen Gewichten belasteten Balkenträgers, also den Zähler des Ausdruckes 30) für X_1 ; die Gewichte w' der einen Bogenhälfte sind bei der angenommenen Symmetrie entgegengesetzt gleich jenen der anderen Bogenhälfte; es ist daher das Moment dieser Kräfte in bezug auf die Ordinatenachse gleich dem doppelten Abschnitte der mittelsten und letzten Seilpolygonseite $= 2 \overline{n_0 n}$ und sonach $X_1 = \frac{\zeta'}{2 \overline{n_0 n}} \cdot G$.

Die dem Seilpolygon (h) umschriebene Kurve entspricht wieder der Einflußlinie der Größe X_1 , wenn die doppelte Strecke $\overline{n n_0}$ als Lastgröße G zugrunde gelegt wird.

Endlich erhält man für lotrechte Wirkung der Gewichte w'' mit Hilfe des Kraftpolygons (i) das Seilpolygon (k) mit den Ordinaten ζ'' . Wählen wir dabei die Polweite $= \frac{1}{2} \Sigma w''$, so ist $X_2 = \frac{1}{2} \zeta'' G$ und es ist die dem Polygon (k) umschriebene Kurve die im doppelten Maßstabe der Längen gezeichnete Einflußlinie der Größe X_2 .

Bei einem unsymmetrischen Bogen wird das Verfahren durch die zur Kämpfersehne schiefe Richtung der XX -Achse etwas umständlicher, aber nicht schwieriger.

Mit Hilfe dieser drei Kurven können nun auch die Einflußlinien der Momente und Axialkräfte für jeden Querschnitt des Bogens ziemlich einfach verzeichnet werden. Nach Gleichung 25) ist

$$M = \mathfrak{M} - Hy - X_1 x - X_2 z.$$

Wir behalten den Maßstab von X_2 , d. i. den doppelten Längenmaßstab bei und tragen dementsprechend an die Ordinaten ζ'' die im Verhältnis $\frac{2y}{m m_2}$ und $\frac{x}{n n_0}$ reduzierten Ordinaten ξ und ζ der H - und X_1 -Linie an. Letztere erhalten wir am besten durch Umzeichnen der bezüglichen Seilpolygone, indem wir deren Polweiten im Verhältnis $\frac{m m_2}{2y}$, beziehungsweise $\frac{n n_0}{x}$ verändern. Die Ordinaten werden, natürlich mit Berücksichtigung ihres Vorzeichens, mit dem Zirkel summiert und geben die in Abb. 15 k für den Punkt 2 eingezeichnete Linie. Es erübrigt nur noch, diese summierten Ordinaten von jenen der Einflußlinie des Momentes \mathfrak{M} abzuziehen. Die letztere wird aber in bekannter Weise durch ein Dreieck bestimmt, und unter Zugrunde-

legung der gleichen Maßstabseinheit (= der doppelten Längeneinheit) ist der Abschnitt der Dreieckseite auf der Mittellotrechten gleich $\frac{l}{2} - x = x'$ zu machen. Die schraffierten Ordinaten geben sonach die Einflußgrößen für das Moment M im Punkte 2.

Die Axialkraft in einem Querschnitte E für eine rechts, beziehungsweise links vom Querschnitt gelegene Last ist $N = H \cos \varphi + V_1 \sin \varphi$, beziehungsweise $N = H \cos \varphi - V_2 \sin \varphi$.

Bezeichnet man die Stützendrücke des Balkenträgers mit A und B , so ist

$$V_1 = A + X_1 + H \operatorname{tg} \tau \quad \text{und} \quad V_2 = B - X_1 - H \operatorname{tg} \tau,$$

womit
$$N = H \cdot \frac{\cos(\varphi - \tau)}{\cos \tau} + (A + X_1) \sin \varphi,$$

beziehungsweise

$$N = H \cdot \frac{\cos(\varphi - \tau)}{\cos \tau} - (B - X_1) \sin \varphi.$$

Die Einflußlinien $A + X_1$, beziehungsweise $B - X_1$ sind in Abb. 15 *l* dargestellt. Mit diesen, in Verbindung mit der H -Linie, können dann auch die Axialkräfte für die anzunehmenden Belastungsfälle berechnet werden, indem man die durch diese Linien gegebenen Einflußwerte mit den in den obigen Gleichungen ausgedrückten Winkelfunktionen des betreffenden Querschnittes multipliziert.

Aus den Größen M und N berechnen sich (nach 1) die Normalspannungen im Querschnitt. Um die größten Randspannungen zu erhalten, hätte man allerdings wieder jene Belastungsfälle zugrunde zu legen, welche die größten Kernmomente hervorrufen. Hierzu müßte man die Einflußlinien der Momente für die Kernpunkte der Querschnitte darstellen und zu diesem Behufe in Gleichung 25) für x und y die Koordinaten der Kernpunkte einführen. Die Bestimmung der Axialkräfte kann dann entfallen. Es wird sich aber, wie auch beim Dreigelenkbogen bemerkt wurde, die für niedrige Bogenquerschnitte wohl immer zulässige Vereinfachung empfehlen, für die beiden Randspannungen eines Querschnittes den gleichen Belastungsfall, nämlich jenen anzunehmen, welcher das auf die Bogenachse bezogene Moment zu einem Maximum oder Minimum macht. Für diesen Belastungsfall (in Abb. 15 für den Punkt 2 Belastung der Strecke AJ , beziehungsweise JB) ist dann auch die zugehörige Axialkraft N zu ermitteln.

Es unterliegt auch keiner Schwierigkeit, mit den Werten H , X_1 und X_2 für einen gegebenen Belastungsfall die Stützlinie zu verzeichnen. Denn mit $z_0 = \frac{X_2}{H}$ bestimmt sich die Lage, mit $\frac{z_1 - z_2}{l} = \frac{X_1}{H}$ die Neigung der Schlußseite $A_1 B_1$ zur Achse XX und es ist die Stützlinie als Seilkurve mit der Polweite H zu konstruieren (Abb. 16).

§ 5. Wirkung von Temperaturänderungen oder einer Verschiebung der Widerlager.

Bei einem Dreigelenkbogen ruft eine Änderung in der Temperatur des Bogens keine Kräfte hervor, da die durch die Wärmeausdehnung bewirkte Verlängerung der Bogenachse durch Hebung oder Senkung des Scheitelgelenkes zwanglos vor sich gehen kann¹⁾. Ein Gleiches gilt hinsichtlich einer etwaigen Verschiebung der Widerlager. Bei einem gelenklosen Gewölbe aber wird man die Wirkung der Temperatur, unter Umständen auch jene eines Ausweichens der Widerlager in Betracht ziehen müssen, da diese beträchtliche Spannungen zur Folge haben kann.

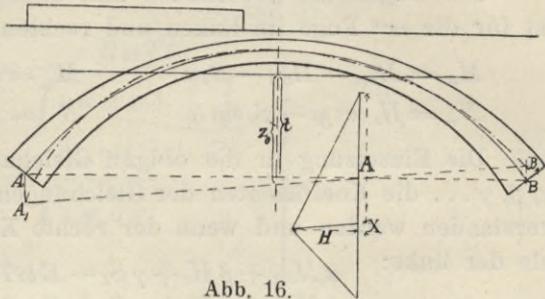


Abb. 16.

Durch Temperaturerhöhung entsteht in einem eingespannten oder weniger als drei Gelenke enthaltenden Bogen eine Vergrößerung, durch Temperaturerniedrigung eine Verminderung des Horizontal Schubes. Die zur Berechnung dienenden Formeln können aus dem erweiterten Ausdrucke für die Formänderungsarbeit entwickelt werden, welcher für Bogen mit großem Krümmungsradius und mit Außerachtlassung der Schubkräfte lautet:

Durch Temperaturerhöhung entsteht in einem eingespannten oder weniger als drei Gelenke enthaltenden Bogen eine Vergrößerung, durch Temperaturerniedrigung eine Verminderung des Horizontal Schubes. Die zur Berechnung dienenden Formeln können aus dem erweiterten Ausdrucke für die Formänderungsarbeit entwickelt werden, welcher für Bogen mit großem Krümmungsradius und mit Außerachtlassung der Schubkräfte lautet:

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2} \int \frac{M^2}{EJ} ds + \int \left(\frac{1}{2} \frac{N}{EF} - \omega T \right) N ds.$$

¹⁾ Allerdings wird eine etwas geänderte Verteilung der Spannungen in den Bogenquerschnitten eintreten, da infolge der geänderten Pfeilhöhe die Stützlinie eine etwas andere Lage zur Bogenachse erhält. Unter Voraussetzung bloß geringer Scheitelbewegungen werden aber diese Spannungsänderungen im allgemeinen nur sehr gering und brauchen nicht berücksichtigt zu werden, wie wir ja auch die durch die Belastung erzeugte Formänderung der Bogenachse bei der Berechnung der Spannungen vernachlässigen.

Darin bezeichnet T die Temperaturänderung, ω den Ausdehnungskoeffizienten.

Schlagen wir denselben Rechnungsweg ein, wie im vorigen Paragraphen unter a), und bezeichnen die Unbekannten in der lotrechten Fuge mit $M_{o,t}$, H_t und S_t , so lauten die den Gleichungen 10) entsprechenden Bedingungsgleichungen

$$\begin{aligned} \Sigma \frac{M}{J} \frac{\partial M}{\partial H_t} \Delta s + \Sigma \frac{N}{F} \frac{\partial N}{\partial H_t} \Delta s - E \omega T \Sigma \frac{\partial N}{\partial H_t} \Delta s &= 0 \\ \Sigma \frac{M}{J} \frac{\partial M}{\partial S_t} \Delta s + \Sigma \frac{N}{F} \frac{\partial N}{\partial S_t} \Delta s - E \omega T \Sigma \frac{\partial N}{\partial S_t} \Delta s &= 0 \\ \Sigma \frac{M}{J} \frac{\partial M}{\partial M_{o,t}} \Delta s &= 0. \end{aligned}$$

Der Bogen sei gewichtslos und ohne äußere Belastung; dann ist für die m^{te} Fuge im linken und rechten Bogenteile

$$\begin{aligned} M_m &= M_{o,t} - H_t y - S_t x & M'_m &= M_0 - H y' + S_t x' \\ N_m &= H_t \cos \varphi - S_t \sin \varphi & N' &= H_t \cos \varphi' + S_t \sin \varphi' \end{aligned}$$

Die Einsetzung in die obigen Gleichungen ergibt, wenn unter $\alpha, \beta, \gamma \dots$ die Koeffizienten der Gleichungen 12), beziehungsweise 11) verstanden werden und wenn der rechte Kämpfer um h höher liegt als der linke:

$$\left. \begin{aligned} \alpha M_{o,t} + \beta H_t + \gamma S_t - E \omega T l &= 0 \\ \delta M_{o,t} + \gamma H_t + \varepsilon S_t + E \omega T h &= 0 \\ \varphi M_{o,t} + \alpha H_t + \delta S_t &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 33)$$

Für den zum lotrechten Querschnitt symmetrischen Bogen ist γ und $\delta = 0$, ferner wird mit $h = 0$ auch die lotrechte Querkraft $S_t = 0$; es folgt daher mit Einführung der durch die Gleichungen 14) bestimmten Koeffizienten α, β und φ unter Berücksichtigung, daß diese durch $\frac{2}{3} \Delta s$ gekürzt wurden:

$$H_t = \frac{3}{2} \frac{E \omega T l}{\Delta s} \frac{\varphi}{\beta \varphi - \alpha^2} \dots \dots \dots 34)$$

$$M_{o,t} = -\frac{\alpha}{\varphi} H_t \dots \dots \dots 35)$$

Die Kräfte, welche durch die Temperaturwirkung hervorgerufen werden, bestehen sonach aus zwei Horizontalkräften H_t , die in dem Abstände

$$\frac{\alpha}{\varphi} = \frac{\Sigma \frac{y}{J} \Delta s}{\Sigma \frac{1}{J} \Delta s}$$

unterhalb des Bogenscheitels angreifen.

Das gleiche Resultat liefert auch die Ableitung, welche dem graphischen Verfahren zugrunde gelegt wurde. Bei Wirkung einer Temperaturänderung ist nämlich den Bestimmungsgleichungen 18)

und 19) das Glied $\omega T \int_A^B \sin \varphi ds = \omega T h$, beziehungsweise $\omega T \int_A^B \cos \varphi ds =$

$= \omega T l$ hinzuzufügen. Ist keine äußere Belastung vorhanden und wird wieder das durch die Gleichungen 28) oder 31) bestimmte Achsenkreuz zugrunde gelegt, so ergibt sich entsprechend den Gleichungen 30)

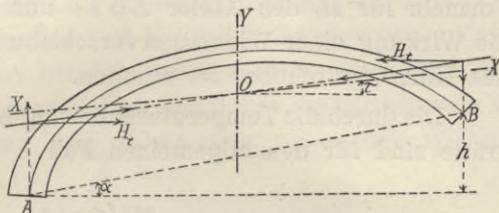


Abb. 17.

$$\left. \begin{aligned} H_t &= \frac{E \omega T l}{\int y w dx + \frac{v}{r} \frac{l}{F_0}} \\ X_{1,t} &= \frac{E \omega T h}{\int x w' dx} \\ X_{2,t} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 36)$$

Durch die Temperaturänderung werden sonach Widerlagerkräfte hervorgerufen, die eine wagrechte Komponente H_t und eine lotrechte Komponente $X_{1,t} + H_t \operatorname{tg} \tau$ geben und deren Richtungslinie durch den Koordinatenursprung O geht (Abb. 17). Die Kraft X_1

wird Null, wenn die Kämpfer AB in gleicher Höhe liegen ($h = 0$), die Widerlagerkraft fällt dann in die XX -Achse (Abb. 18).

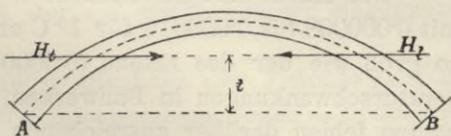


Abb. 18.

Mit Einführung der, der graphischen Konstruktion (Abb. 15) entnommenen, nach dem Längenmaßstabe gemessenen Strecken mm_2 und $n_0 n$ ist auch

$$\begin{aligned} H_t &= \frac{E \omega T l}{mm_2 \cdot p \cdot \Delta x} \\ X_{1,t} &= \frac{E \omega T h}{2 n n_0 \cdot p' \cdot \Delta x} \end{aligned}$$

worin p und p' die im Maßstabe der w , beziehungsweise w' gemessenen Polweiten der bezüglichen Kraftpolygone e) und g) bezeichnen.

Eine ganz übereinstimmende Wirkung mit der Temperatur wird durch eine wagrechte Verschiebung der Widerlager hervorgerufen. Denn dadurch, daß die durch Temperaturerhöhung angestrebte Vergrößerung der Stützweite um ωTl nicht eintreten kann, werden die gleichen Kräfte hervorgerufen, als wenn die Widerlager um $\Delta l = \omega Tl$ einander genähert worden wären. Man hat daher in den obigen Formeln für H_t den Zähler $E \omega Tl$ durch $-E \cdot \Delta l$ zu ersetzen, um die Wirkung einer Widerlagerverschiebung nach außen auf die Größe des Horizontalschubes zu erhalten.

Die durch die Temperaturänderung hervorgerufenen Querschnittskräfte sind für den allgemeinen Fall

$$N_t = H_t \frac{\cos(\varphi - \tau)}{\cos \tau} + X_{1,t} \sin \varphi$$

und

$$M = -H_t y - X_{1,t} x$$

für den symmetrischen Bogen mit wagrechter Kämpfersehne

$$N_t = H_t \cos \varphi \quad \text{und} \quad M_t = -H_t y$$

Die größten Spannungen durch Temperaturwirkung treten in der Regel im Bogenscheitel und in den Kämpfern auf, und zwar bewirkt eine Temperaturerhöhung an der Oberseite des Bogenscheitels Zug, an der Unterseite Druck, in den Kämpfern oben Druck und unten Zug. Eine Temperaturerniedrigung hat die entgegengesetzte Wirkung.

Der Ausdehnungskoeffizient ω wird für Stein und Mauerwerk mit 0·000008 bis 0·000014 für 1° C angegeben, im Mittel also ungefähr so groß wie der des Eisens (0·000012). Über die Größe der Temperaturschwankungen in Bauwerken siehe Band I, S. 51. Für Steinbauten fehlen darüber ausreichende Beobachtungen. Nach dem Entwurfe der neuen österreichischen Vorschriften für Eisenbetonbrücken sollen Temperaturgrenzen von -15° bis $+25^\circ$ unter Annahme eines linearen Ausdehnungskoeffizienten für Beton = 0·0000135 in Berücksichtigung gezogen werden. Unter Voraussetzung einer mittleren Temperatur von $+10^\circ$ während der Bauausführung wäre hiernach $T = -25^\circ$ und $+15^\circ$ zu setzen. Der Entwurf der neuen Schweizer Vorschriften für Eisenbetonbrücken normiert bloß $T = \pm 15^\circ$ C; allerdings soll aber auch noch der Einfluß einer Verkürzung des Bogens durch das Schwinden (Austrocknen) des Betons dadurch Berücksichtigung finden, daß noch eine weitere Temperaturabnahme um 20° in Rechnung gezogen wird.

§ 6. Wirkung schräg gerichteter Kräfte.

Bei Brücken kommen unter Umständen auch nach der Längsachse der Fahrbahn wirkende Kräfte zu berücksichtigen. Es ist dies insbesondere bei in größeren Steigungen gelegenen Eisenbahnbrücken (siehe Bd. I, S. 53) und bei Brücken in Zahnradbahnen der Fall. Die Kraft kann hier im Bogenscheitel angreifend und parallel zur Fahrbahn angenommen werden. Es soll aber auch der allgemeinere (z. B. bei Bogendächern vorkommende) Fall behandelt werden, wo an verschiedenen Stellen des Bogens beliebig schräge Kräfte einwirken. Wir zerlegen dieselben in Komponenten nach den durch die Gleichungen (28) festgelegten Achsenrichtungen und haben nun neben der Wirkung

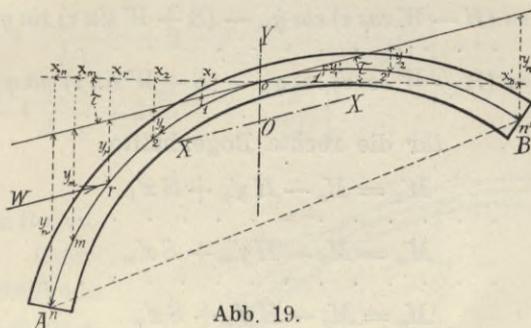


Abb. 19.

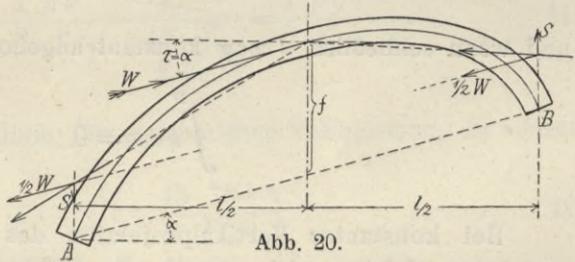
lotrechter Lasten auch jene von Kräften zu untersuchen, die parallel zur XX-Achse gerichtet sind. Hierzu kann, analog dem Vorausgegangenen, ein rechnerisches oder graphisches Verfahren in Anwendung gebracht werden. Im nachstehenden soll nur auf ersteres näher eingegangen werden.

Wir ermitteln zunächst wieder die Lage der Y-Achse (aus der ersten der Gleichungen (28), bei symmetrischem Bogen = Symmetrieachse) und auch die Richtung der XX-Achse. Von dem in die Y-Achse fallenden Querschnitt 0 aus teilen wir den Bogen durch die Querschnitte 1, 2 . . . n in gleich lange Stücke Δs (Abb. 19). Die Bogenpunkte beziehen wir durch die lotrecht und wagrecht gemessenen Koordinaten y und x auf den Punkt 0 als Ursprung und auf eine durch ihn parallel zur XX-Achse gelegte Abszissenachse. Im r^{ten} Querschnitte der linken Bogenhälfte greife eine zur XX-Achse parallele Kraft W an. Werden als Unbekannte die zu den Achsenrichtungen parallelen Komponenten $H' = H \sec \tau$ und S der auf den Querschnitt 0 wirkenden inneren Kraft und ihr Moment M_0 eingeführt, dann gilt

von 0 — n, die Koeffizienten α' , β' , φ' und ε' die analogen Summen für die rechte Bogenhälfte von 0 — n'; ferner ist zu setzen (mit einer geringen Vernachlässigung in γ_r):

$$\left. \begin{aligned}
 \alpha_r &= - \left[\frac{y_r}{J_r} + 4 \frac{y_{r+1}}{J_{r+1}} + 2 \frac{y_{r+2}}{J_{r+2}} + \dots \frac{y_n}{J_n} \right] \\
 \beta_r &= \left[\frac{y_r^2}{J_r} + 4 \frac{y_{r+1}^2}{J_{r+1}} + 2 \frac{y_{r+2}^2}{J_{r+2}} + \dots \frac{y_n^2}{J_n} \right] + \left[\frac{\cos^2 \varphi_r}{F_r} + 4 \frac{\cos^2 \varphi_{r+1}}{F_{r+1}} + \right. \\
 &\quad \left. + 2 \frac{\cos^2 \varphi_{r+2}}{F_{r+2}} + \dots \frac{\cos^2 \varphi_n}{F_n} \right] \\
 \varphi_r &= \left[\frac{1}{J_r} + 4 \frac{1}{J_{r+1}} + 2 \frac{1}{J_{r+2}} + \dots \frac{1}{J_n} \right] \\
 \gamma_r &= \left[\frac{x_r y_r}{J_r} + 4 \frac{x_{r+1} y_{r+1}}{J_{r+1}} + 2 \frac{x_{r+2} y_{r+2}}{J_{r+2}} + \dots \frac{x y_n}{J_n} \right] \\
 \delta_r &= - \left[\frac{x_r}{J_r} + 4 \frac{x_{r+1}}{J_{r+1}} + 2 \frac{x_{r+2}}{J_{r+2}} + \dots \frac{x_n}{J_n} \right].
 \end{aligned} \right\} 38)$$

Für eine im Bogen-
scheitel im Quer-
schnitt 0 angreifende
Kraft W ist $\alpha_r = \alpha$,
 $\beta_r = \beta$, $y_r = 0$, somit



$$\left. \begin{aligned}
 H' &= H \sec \tau = \frac{\beta (\varphi + \varphi') - \alpha (\alpha + \alpha')}{(\beta + \beta') (\varphi + \varphi') - (\alpha + \alpha')^2} W \\
 S &= \frac{\gamma}{\varepsilon + \varepsilon'} W \cos \tau \\
 M_0 &= \frac{\alpha \beta' - \alpha' \beta}{(\beta + \beta') (\varphi + \varphi') - (\alpha + \alpha')^2} W \cos \tau
 \end{aligned} \right\} 39)$$

Ist der Bogen zur Y-Achse schräg symmetrisch (Abb. 20), so ergibt sich

$$\left. \begin{aligned}
 H' &= H \sec \tau = \frac{1}{2} W \\
 S &= \frac{1}{2} \frac{\gamma}{\varepsilon} W \cos \tau \\
 M_0 &= 0 \quad M_n = -M_{n'} = \frac{1}{2} (W f \cos \tau - S l) \\
 &= \frac{1}{2} W \cos \tau \left(f - \frac{1}{2} \frac{\gamma}{\varepsilon} l \right)
 \end{aligned} \right\} 40)$$

§ 7. Näherungsberechnung des eingespannten Gewölbes.

Zunächst ist auf eine interessante Eigenschaft der Stützlinie aufmerksam zu machen. Läßt man in der dritten der Gleichungen 22) das die Axialkraft enthaltende, immer nur sehr kleine und in der Berechnung zu vernachlässigende Glied weg, so ergibt sich

$$\int_A^B \frac{M}{J} ds = \int_A^B \frac{M}{J \cos \varphi} dx = 0.$$

Berücksichtigen wir ferner, daß $M = H \cdot \eta$, wo η die lotrecht gemessene Entfernung zwischen Stützlinie und Bogenachse ist, so erhalten wir

$$\int_A^B \frac{\eta}{J \cos \varphi} dx = 0$$

und wenn schließlich $J \cos \varphi$ konstant angenommen wird:

$$\int_A^B \eta dx = 0.$$

Bei konstanter Vertikalprojektion des Querschnitts-Trägheitsmomentes gleichen sich sonach die Flächen zwischen Bogenachse und Stützlinie aus.

Diese Eigenschaft ermöglicht bis zu einem gewissen Grade eine Kontrolle für die richtige Bestimmung der Stützlinie. Wenn auch die Trägheitsmomente $J \cos \varphi$ nicht konstant sind, sondern in der Regel gegen die Kämpfer hin zunehmen, so läßt sich der Ausgleich der auf ein konstantes $J \cos \varphi$ reduzierten Flächen doch einschätzen und man wird beispielsweise eine Stützlinie, die ganz oberhalb oder unterhalb der Bogenachse verlaufen würde, sofort als unrichtig erkennen.

Bei flachen Segmentbogen von nicht sehr großer Spannweite kann die Bogenachse angenähert als Parabel und das mit $\cos \varphi$ multiplizierte Trägheitsmoment des Querschnittes $J' = J \cos \varphi$ konstant angenommen werden. Unter dieser Voraussetzung liegt die XX-Achse im Abstände $t_0 = \frac{1}{l} \int dx = \frac{2}{3} f$ (wenn f die Pfeilhöhe des Bogens) über der Kämpfersehne. Damit ergibt sich weiter

$$\int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} y^2 dx = \int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} f^2 \left(\frac{1}{3} - 4 \frac{x^2}{l^2} \right)^2 dx = \frac{4}{45} f^2 l$$

und für eine volle gleichmäßige Belastung mit p auf die Längeneinheit

$$\int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} \mathfrak{M} y dx = \frac{1}{8} p \int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} (l^2 - 4x^2) f \left(\frac{1}{3} - \frac{4x^2}{l^2} \right) dx = \frac{1}{90} p l^3 f,$$

somit nach Formel 27) mit Vernachlässigung des zweiten Zählergliedes und mit dem für flache Bogen sehr nahen Werte $\frac{v}{r} = 1$

$$H = \frac{1}{8} \frac{p l^2}{f} \frac{1}{1 + \frac{45}{4} \frac{J'}{F_0 f^2}} = \frac{1}{8} \frac{p l^2}{f'} \dots \dots \dots 41)$$

Die Pfeilhöhe der Stützlinie für gleichmäßige Vollbelastung ist sonach

$$f' = f \left(1 + \frac{45}{4} \frac{J'}{F_0 f^2} \right) \dots \dots \dots 42)$$

und es liegt mit Rücksicht auf den früher bewiesenen Satz über den Flächenausgleich zwischen Stützlinie und Bogenachse, die Stützlinie im Bogenscheitel um $\frac{1}{3} (f' - f) = \frac{15}{4} \frac{J'}{F_0 f}$ über, in den Kämpfern um $\frac{2}{3} (f' - f) = \frac{15}{2} \frac{J'}{F_0 f}$ unter der Bogenachse. Für einen Gewölbobogen aus einheitlichem Baustoffe und von der Scheitelstärke d kann für diese Maße annähernd $\frac{5}{16} \frac{d^2}{f}$ und $\frac{5}{8} \frac{d^2}{f}$ gesetzt werden.

Diese Stützlinie ist natürlich dann nicht mehr ganz richtig, wenn die Belastung nicht vollkommen gleichmäßig verteilt ist, sondern wie es beim Eigengewichte überschütteter Gewölbe der Fall ist, gegen die Kämpfer hin zunimmt. Ist die Gewölbesterke an den Kämpfern wesentlich größer als im Scheitel, so rückt die Stützlinie etwas tiefer, da dann der negative Flächenteil zwischen Stützlinie und Bogenachse größer sein muß als der positive, über der Achse gelegene

Flächenteil. Man kann aber immer bei dieser Näherungsbestimmung die Durchgangspunkte der Stützlinie in den Kämpfern und im Scheitel für gleichmäßige Belastung und bei flachen Bogen auch für die Eigengewichtsbelastung auf diese Art einschätzen und das Gewölbe für diesen Belastungsfall dann wie einen Dreigelenkbogen behandeln (Abb. 21).

Hat man auf diese Art die Eigengewichtswirkung H_g ermittelt, so wäre die weitere Untersuchung für eine halbseitige, gleichmäßige Belastung mit p auf die Längeneinheit wie folgt durchzuführen:

$$\text{Der Horizontalschub ist } H = H_g + \frac{1}{2} H_p = H_g + \frac{1}{16} p \frac{l^2}{f'}$$

Ferner ist nach der zweiten der Gleichungen 27) bei konstantem $J = J \cos \varphi$

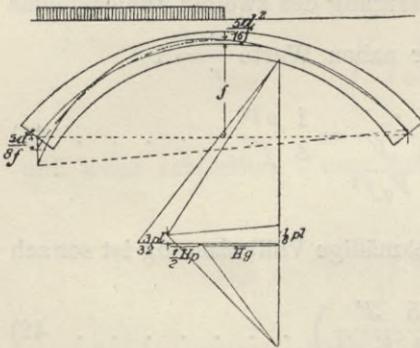


Abb. 21.

$$X_1 = \frac{\int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} \mathfrak{M} x dx}{\int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} x^2 dx} = \frac{1}{32} p l \left. \right\} 43)$$

Wäre der Bogen gelenkig gelagert, so würde auf den rechten Kämpfer B von der halbseitigen Belastung ein Vertikaldruck $\frac{1}{8} p l$ entfallen. Infolge der Einspannung vermindert sich letzterer um X_1 , beträgt sonach $(\frac{1}{8} - \frac{1}{32}) p l = \frac{3}{32} p l$. Der Pol zur Verzeichnung des Stützlinienpolygons der halbseitigen Belastung ist sonach um $\frac{3}{32} p l$ über der Pollinie $O_1 O_2$ anzunehmen. Da der Durchgangspunkt der Stützlinie im Bogenscheitel unverändert bleibt, so ist die Konstruktion der Stützlinie damit gegeben.

Bei Vollbelastung mit p auf die Längeneinheit wird der Horizontalschub $H_g + \frac{1}{8} \frac{p l^2}{f'}$ und es berechnen sich die Momente näherungsweise

$$\left. \begin{array}{l} \text{im Scheitel } \left(H_g + \frac{1}{8} \frac{p l^2}{f'} \right) \cdot \frac{1}{3} (f' - f) \\ \text{im Kämpfer } - \left(H_g + \frac{1}{8} \frac{p l^2}{f'} \right) \cdot \frac{2}{3} (f' - f) \end{array} \right\} \dots 44)$$

Für die halbseitige Belastung werden die Näherungsausdrücke für das Moment

$$\left. \begin{array}{l} \text{im Kämpfer der belasteten Seite} \\ M = -\frac{1}{64} p l^2 - \left(H_g + \frac{1}{16} \frac{p l^2}{f'} \right) \frac{2}{3} (f' - f) \\ \text{in der Mitte der belasteten Seite } M = \frac{9}{1024} p l^2 \end{array} \right\} \quad 45)$$

Diese Näherungsregeln sind aber für Bogen mit größerem Stichverhältnis als etwa $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{8}$, deren Form von der Parabel stärker abweicht oder deren Querschnitt am Kämpfer sehr verstärkt ist, nicht mehr anwendbar.

Der Horizontalschub infolge Temperaturwirkung wurde oben durch Gleichung 36) bestimmt. Ersetzt man darin den Nenner durch den für flache Bogen mit konstantem Querschnitte geltenden Näherungswert $\frac{4}{45} \frac{f f' l}{J'}$, so wird

$$H_t = \frac{45}{4} \frac{E \omega T J'}{f f'}$$

und das auf den Scheitelquerschnitt wirkende Moment $H_t \cdot \frac{1}{3} f = \frac{15}{4} \frac{E \omega T \cdot J'}{f'}$. Die durch die Temperatur hervorgerufenen Spannungen im Scheitel eines Gewölbes werden sonach angenähert

$$\sigma = \frac{15}{16} E \omega T \frac{d^2}{f f'} \left[1 \pm 2 \frac{f}{d} \right]$$

und im Kämpfer
$$\sigma_t = \frac{15}{16} E \omega T \frac{d^2}{f f'} \left[1 \pm 4 \frac{f}{d} \right].$$

Wird für Mauerwerk der Mittelwert $E = 130\,000 \text{ kg/cm}^2$ angenommen (siehe die späteren Angaben), so kann mit $\omega = 0.0000125$ und $T = 15^\circ$ auf Kilogramm und Zentimeter bezogen $E \omega T = 25$ gesetzt werden.

§ 8. Wirkung elastisch nachgiebiger Widerlager und Pfeiler.

Hohe Widerlager oder Zwischenpfeiler von Gewölben oder Bogenträgern können durch den Gewölbeschub eine wagrechte Ausbiegung erfahren, was eine Vergrößerung der Stützweite und dadurch eine Änderung der in dem Bogen auftretenden Kräfte zur Folge hat. Hierüber läßt sich die folgende Näherungsberechnung anstellen.

Der Horizontalschub des Bogens bei vollkommen unverschieblichen Widerlagern sei H_0 ; durch die Ausbiegung der Pfeiler verändert sich derselbe im $H = H_0 + \Delta H$, wobei ΔH in der durch die zweite Gleichung 28) bestimmten Höhe t_0 über der Kämpfersehne angreift und bei Vergrößerung der Stützweite um Δl durch $\Delta H = -\frac{E \cdot \Delta l}{C}$ bestimmt ist. C bezeichnet darin den Nenner des Ausdrucks 30) für H . Wegen der Kleinheit von ΔH wird die Richtung und Lage des Kämpferdrucks zu den Pfeilern nur wenig verändert und es seien P_1 und P_2 die Schnittpunkte der Kämpferdrücke mit den Schwerachsen der Widerlager (Abb. 22). Diese Punkte liegen um a_1 , beziehungsweise a_2 , unter den Kämpfern und haben die Höhe h_1 , beziehungsweise h_2 , über den als unverdrehbar angenommenen Basisflächen F_1 und F_2 .

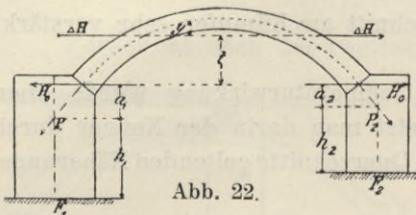


Abb. 22.

Der Querschnitt der Widerlags-

pfeiler in der Breite des betrachteten Gewölbestreifens habe das konstant angenommene Trägheitsmoment J_1 , beziehungsweise J_2 und für das Pfeilermauerwerk gelte der Elastizitätskoeffizient E_1 .

Dann ist die Ausbiegung des linken Widerlagers in Kämpferhöhe $\Delta l' = \frac{h_1^3}{3 E_1 J_1} \frac{h_1 + a_1}{h_1} \cdot H$, jene des rechten Widerlagers $\Delta l'' = \frac{h_2^3}{3 E_1 J_2} \frac{h_2 + a_2}{h_2} \cdot H$ und es folgt aus $\Delta l = \Delta l' + \Delta l'' = -\frac{C}{E} \Delta H = -\frac{C}{E} (H - H_0)$ und mit Einführung der abkürzenden Bezeichnung

$$\alpha = \frac{1}{3} \frac{E}{E_1} \frac{1}{C} \left(\frac{h_1^2 (h_1 + a_1)}{J_1} + \frac{h_2^2 (h_2 + a_2)}{J_2} \right) \quad \dots \quad 46)$$

$$H = \frac{1}{1 + \alpha} H_0 \quad \Delta H = -\frac{\alpha}{1 + \alpha} H_0 \quad \dots \quad 47)$$

Die für unnachgiebige Stützen berechneten Momente in den Bogenquerschnitten verändern sich um $-\Delta H_0 \cdot y$, die Axialkräfte um $\Delta H \cos \varphi$. Hiermit können auch die auftretenden Zusatzspannungen im Bogen berechnet werden.

Wird der Bogenschub durch ein die Kämpfer verbindendes elastisches Zugband vom Querschnitt F_1 und dem Elastizitätskoeffizienten E_1 aufgenommen, so ändert sich der Horizontalschub in

$$H = \frac{C}{C + \frac{El}{E_1 F_1}} H_0.$$

In ähnlicher Weise kann auch die Aufgabe behandelt werden, bei einer Bogenstellung mit mehreren Öffnungen auf schlanken Zwischenpfeilern den Einfluß einer Ausbiegung dieser Pfeiler zu untersuchen. Es sei in den drei Bogen (Abb. 23) für einen bestimmten Belastungsfall der Horizontalschub und die Stützlinie unter der Annahme unverschieblicher Kämpfer bestimmt worden. Derselbe sei in den beiden äußeren, als gleich und gleich belastet angenommenen Bogen H_0' , im mittleren Bogen H_0 . Der Schnitt der Kämpferdruckrichtungen wird bei gleich hoch gelegenen Kämpfern sehr nahe in die Pfeilerachse fallen. Die Höhe dieses Schnittpunktes über der als unverdrehbar angenommenen Pfeilerbasis sei h . Wir führen ferner

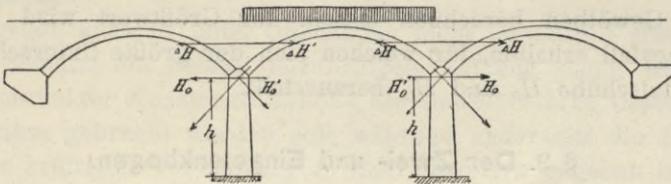


Abb. 23.

für diese Pfeiler ein konstantes oder mittleres Trägheitsmoment J_1 und den Elastizitätskoeffizienten E_1 ein und nehmen die Endwiderlager der äußeren Bögen als vollkommen fest an. Durch die Ausbiegung der Zwischenpfeiler ändert sich der Schub des mittleren Bogens in

$$H = H_0 + \Delta H,$$

der eines äußeren Bogens in

$$H' = H_0' + \Delta H',$$

und zwar ist bei der Ausbiegung Δs eines Pfeilers

$$\Delta H = -2 \frac{E \cdot \Delta s}{C} \quad \text{und} \quad \Delta H' = + \frac{E \cdot \Delta s}{C'}.$$

Hierin sind C und C' die bewußten Bogenfunktionen

$$C = \int_0^l \frac{y^2 ds}{J} + \frac{v}{r} \int_0^l \frac{dx}{F} \quad \text{und} \quad C' = \int_0^{l'} \frac{y'^2 ds'}{J'} + \frac{v'}{r'} \int_0^{l'} \frac{dx'}{F'}.$$

Es ist nun

$$\Delta s = \frac{1}{3} (H - H') \frac{h^3}{E_1 J_1} = \frac{1}{3} (H_o - H_o' + \Delta H - \Delta H') \frac{h^3}{E_1 J_1},$$

woraus mit Einsetzung von ΔH und $\Delta H'$ folgt

$$\Delta s = \frac{h^3}{3 E_1 J_1 + \left(\frac{2}{C} + \frac{1}{C'}\right) E h^3} (H_o - H_o') = k (H_o - H_o')$$

mithin
$$\Delta H = -\frac{2E}{C} k (H_o - H_o') \dots\dots\dots 48)$$

$$\Delta H' = +\frac{E}{C'} k (H_o - H_o') \dots\dots\dots 49)$$

Der Angriff dieser Kräfte ΔH und $\Delta H'$ kann in der um t , beziehungsweise t' über der Kämpfersehne gelegenen Achse angenommen werden, wonach sich die Zusatzmomente und Spannungen in den Gewölben berechnen lassen. Ihr Größtwert wird für den Belastungsfall erhalten, für welchen sich der größte Unterschied der Horizontalschübe H_o und H_o' herausstellt.

§ 9. Der Zwei- und Eingelenkbogen.

Wird der Bogen ohne Scheitelgelenk nur gelenkig aufgelagert, was bei Gewölben der Anordnung von Gelenkfugen bloß in den Kämpfern entspräche, so bleibt für die Ermittlung der angreifenden Kräfte nur eine einfache statische Unbestimmtheit, die Größe des Horizontalschubes, zu dessen Bestimmung die Gleichung 16) verhilft, welche die Bedingung ausdrückt, daß die gegenseitige Verschiebung der Kämpfer = Null ist. Diese Gleichung gilt hier aber nur für die ursprüngliche Annahme des Koordinatensystems mit der Kämpfersehne AB als Abszissenachse, es entsprechen sonach die Ordinaten y den Höhen der Bogenachspunkte über der Kämpfersehne AB .

Berücksichtigt man, daß für den gelenkig gelagerten Bogen

$$M = \mathfrak{M} - Hy$$

st, so liefert die erste der Gleichungen 20) analog wie beim eingespannten Bogen

$$H = \frac{\int_0^l \frac{\mathfrak{M} y}{J} ds}{\int_0^l \frac{y^2}{J} ds + \frac{v}{r} \int_0^l \frac{dx}{F}} \dots\dots\dots 50)$$

und es wird auch die Einflußlinie von H durch das gleiche graphische Verfahren erhalten, nur mit dem Unterschiede, daß die Gewichte $w = \frac{y ds}{J dx}$ aus den auf die Kämpfersehne bezogenen Ordinaten zu berechnen sind.

Wir unterlassen es jedoch auf den Fall des Zweigelenkbogens hier näher einzugehen, da derselbe vornehmlich nur bei den eisernen Brücken eine Rolle spielt, wogegen er bei Gewölben sehr selten Anwendung finden wird. Denn hinsichtlich des Einflusses der Temperatur oder der sonstigen Zusatzkräfte, die durch Verschieben der Kämpfer oder axiale Verkürzung des Bogens hervorgerufen werden, verhält sich der Zweigelenkbogen, wenigstens was die Beanspruchungen im Gewölbescheitel betrifft, nicht günstiger als der gelenklose Bogen, so daß die Mehrkosten der Gelenkanordnung kein entsprechendes Äquivalent in dem Freihalten des Gewölbes von diesen Zusatzkräften finden.

Dagegen kann es unter Umständen nicht unpassend erscheinen, bloß im Scheitel ein Gelenk anzubringen, nämlich dann, wenn bei sehr beschränkter Konstruktionshöhe die Gewölbestärke daselbst auf ein Minimum gebracht werden soll, während andererseits die Möglichkeit einer kräftigen Verstärkung in den Kämpfern gegeben ist.

Der so entstehende Eingelenkbogen ist zweifach statisch unbestimmt, da nur ein Durchgangspunkt der Stützzlinie durch das Gelenk festgelegt ist. Führt man die Komponenten H und S der Scheitelgelenkkraft als Unbekannte ein, so können zu deren Bestimmung die Gleichungen 17a) und 17b) unmittelbar benutzt werden, wenn darin $M_0 = 0$ gesetzt wird. Ist das Gewölbe zum Scheitel symmetrisch, so erhält man

$$\left. \begin{aligned} H &= -\frac{A_1}{\beta} \\ S &= -\frac{A_2}{\varepsilon} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 51)$$

Darin sind A_1 und A_2 durch die Gleichungen 20), β und ε durch die Gleichungen 19) bestimmt und es sind die Bogenpunkte auf ein durch das Scheitelgelenk gelegtes rechtwinkeliges Achsenkreuz zu beziehen.

Die Einflußlinien der Kräfte H und S können auch wieder auf graphischem Wege erhalten werden. Wir setzen eine beliebige unsymmetrische Gewölbform voraus und beziehen die Bogenachspunkte durch die lotrecht und wagrecht gemessenen Koordinaten y und x auf die durch das Scheitelgelenk gelegten Achsen XX und YY

Es gibt dies mit Einsetzung von M und N und mit den gleichen Vernachlässigungen der kleinen auf die Axialkräfte bezüglichen Glieder, wie sie auch in den früheren Entwicklungen gemacht wurden,

$$\begin{aligned}
 & - \int_c^A \frac{P_{\xi}}{J} y \, ds - \int_c^B \frac{P'_{\xi}}{J} y \, ds + H \left[\int_c^A \frac{y^2}{J} \, ds + \int_c^B \frac{y^2}{J} \, ds + \int_A^N \frac{dx}{F} \right] + \\
 & + V \left[\int_c^A \frac{xy}{J} \, ds - \int_c^B \frac{xy}{J} \, ds \right] = 0 \\
 & - \int_c^A \frac{P_{\xi}}{J} x \, ds + \int_c^N \frac{P'_{\xi}}{J} x \, ds + H \left[\int_c^A \frac{xy}{J} \, ds - \int_c^B \frac{xy}{J} \, ds \right] + \\
 & + V \left[\int_c^A \frac{x^2}{J} \, ds + \int_c^B \frac{x^2}{J} \, ds \right] = 0
 \end{aligned}$$

Wir wählen nun die Richtung der XX -Achse wieder so, daß

$$\int_c^A \frac{xy}{J} \, ds - \int_c^B \frac{xy}{J} \, ds = \int_B^A \frac{xy}{J} \, ds = 0 \quad \dots \dots \dots 52)$$

ist, was zu einer ähnlichen Bestimmung der Achsenrichtung führt, wie sie oben (S. 40) für den gelenklosen Bogen angegeben worden ist. Bezeichnet man die Ordinaten der Bogenpunkte von einer durch das Scheitelgelenk gelegten Wagrechten mit y' , so folgt

$$\operatorname{tg} \tau = \frac{\int_B^A \frac{xy'}{J} \, ds}{\int_c^A \frac{x^2}{J} \, ds + \int_c^B \frac{x^2}{J} \, ds}$$

Liegt das Scheitelgelenk in der durch den Schwerpunkt der elastischen Gewichte $\frac{1}{J} \, ds$ gehenden Lotrechten, ist sonach $\int_c^A \frac{x}{J} \, ds = 0$, so stimmt die Richtung der X -Achse mit jener des gelenklosen Bogens überein.

Mit Zugrundelegung der danach ermittelten XX -Achse folgt nunmehr

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{\int_c^A \frac{P_\xi}{J} y ds + \int_c^B \frac{P'_\xi}{J} x ds}{\int_c^A \frac{y^2}{J} ds + \int_c^B \frac{dx}{F}} \\ V &= \frac{\int_c^A \frac{P_\xi}{J} x ds + \int_c^B \frac{P'_\xi}{J} x ds}{\int_c^A \frac{x^2}{J} ds} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 53)$$

in welchen Ausdrücken die Integralsummen der Nenner auf den ganzen Bogen zu erstrecken sind.

Besteht die äußere Belastung aus einer Einzellast G im Abstände c von C , so werden die Zähler der vorstehenden Ausdrücke

$$\int_c^A \frac{P_\xi}{J} y ds = G \int_c^a \frac{(x-c)y}{J \cos \varphi} dx$$

$$\int_c^A \frac{P_\xi}{J} x ds = G \int_c^a \frac{(x-c)x}{J \cos \varphi} dx$$

und es lassen sich die bestimmten Integrale der Gleichungen 51) wieder als statische Momente von Gewichten

$$w = \frac{y}{J \cos \varphi}$$

und

$$w' = \frac{x}{J \cos \varphi}$$

auffassen, mit denen die Bogenpunkte belastet werden. Für die lotrechte Wirkung der Gewichte w [beziehungsweise der aus ihnen nach 36) abzuleitenden Einzelgewichte w] wurde das Seilpolygon Abb. 24b, für deren zur Abscissenachse parallele Richtung das Seilpolygon Abb. 24c konstruiert; letzteres bestimmt durch seinen Abschnitt auf der

Abzissenachse, vermehrt um die kleine Strecke $\frac{1}{p \cdot \Delta x} \int_0^l \frac{dx}{F}$, den

Nenner von H . Wird die Strecke $\overline{m m_2}$ als Lastgröße G angenommen, so gibt die unter dem Lastangriffe gemessene Ordinate ζ des Seil-

polygons (*b*) den Horizontalschub. Ebenso gibt das aus dem Gewichte *w'* (beziehungsweise *w*) konstruierte Seilpolygon (*d*) in der unter der Last gelegenen Ordinate ζ' die Größe von *V*, wenn als Lastgröße *G* die Strecke $\frac{1}{n} n_0$ gesetzt wird. Die Linien *b*) und *d*) sind daher die Einflußlinien von *H* und *V*. Die Vertikalkraft im linken Kämpfer ist für eine in der linken Bogenhälfte liegende Last = $G + H \operatorname{tg} \tau - V$, für eine Last in der rechten Bogenhälfte $S = V + H \operatorname{tg} \tau$.

Damit sind dann auch die Momente und Axialkräfte in den einzelnen Bogenquerschnitten und deren Einflußlinien zu bestimmen.

Die infolge Temperaturänderung im Scheitelgelenk auftretenden Kräfte werden

$$\left. \begin{aligned} H_t \sec \tau &= \frac{E \omega T l \sec^2 \tau}{\int \frac{y^2}{J} ds + \int \frac{dx}{F}} \\ V_t &= \frac{E \omega T h}{\int \frac{x^2}{J} ds} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 54)$$

wobei angenommen ist, daß der rechte Kämpfer um *h* höher liegt als der linke.

II. Kapitel. Die Baustoffe der Stein- und Betonbrücken.

§ 10. Die Bausteine und ihre Festigkeitseigenschaften.

Zu dem Mauerwerk der gewölbten Brücken, wie der Ingenieurbauwerke überhaupt, gelangen vorzugsweise natürliche Bausteine in Verwendung, und zwar entweder in der Form unbearbeiteter oder nur einigermaßen mit dem Hammer zugerichteter Bruchsteine oder in der Form von regelmäßig mit Steinmetzwerkzeugen bearbeiteten Hausteinen, Werkstücken oder Quadern. Die Verwendung künstlicher Bausteine, nämlich der aus Lehm gebrannten gewöhnlichen Mauerziegel oder für Gewölbe auch hartgebrannter Klinkerziegel spielt für derartige Bauten eine weitaus geringere Rolle; sie beschränkt sich bei uns auf kleinere Brückengewölbe und auf Fälle, wo der Kostenvergleich zu ihren Gunsten spricht¹⁾, und nur in Gegenden,

¹⁾ Früher war die Verwendung von Ziegelmauerwerk zu Brückengewölben eine ungleich häufigere als jetzt. (Beispiele: die Viadukte und Tunnelgewölbe der Semmeringbahn.) Zu den größten ganz aus Ziegeln gebauten Brücken gehören die 1846 bis 1851 erbauten Viadukte der sächsischen Staatsbahn im Voigtlande, der Göltzschtal- und der Elstertal-Viadukt. Ersterer enthält rund 135.600 m³ Ziegelmauerwerk und kostete rund 6.6 Mill. Mark.

wo es an guten natürlichen Bausteinen fehlt (Norddeutschland, Holland etc.), ist man auch für Ingenieurbauwerke auf den Backsteinbau angewiesen. Mit der Entwicklung der Zementindustrie ist aber auch dort in neuerer Zeit der Beton als ein viel verwendeter Baustoff aufgetreten.

Für Bruchsteinmauerwerk eignen sich besonders die lagerhaft brechenden sedimentären Gesteine, Kalke und Dolomite, manche Konglomerate, wetterbeständige Sandsteine, aber auch Gneis und viele kristallinische Schiefer, wogegen Granit und die anderen massigen Erstarrungsgesteine zwar durch hohe Festigkeit ausgezeichnet sind, aber durch unregelmäßigen Bruch und schwere Bearbeitungsfähigkeit die Verwendung zu lagerhaftem Bruchsteinmauerwerk erschweren.

Über die Druckfestigkeit der Bausteine sind von Bauschinger, v. Tetmajer, Hanisch, Bach u. a. zahlreiche Versuche mit würfelförmigen Probekörpern angestellt worden, denen die nachstehenden Angaben von Durchschnittswerten entnommen sind.

Gewicht und Druckfestigkeit von Bausteinen¹⁾.

Bausteine, Bezugsort (Prüfer)	Spezifisches Gewicht <i>t pro m³</i>	Mittlere Druckfestigkeit <i>kg pro cm²</i>
Granite.		
Bacher Granit, Steiermark (Hanisch)	2·66	1700
Mauthausener Granit, Oberösterreich (Hanisch) . .	2·65	1600
Granit von Gmünd, Niederösterreich (Hanisch) . .	2·63	1000
Feinkörniger böhm.-mähr. Granit (Hanisch) . . .	2·60	1300
Granit von Colombey, Schweiz (Tetmajer)	2·59	1360
Granit von Osogna, Schweiz (Tetmajer)	2·68	1100
Granit von Tiefenkasten, Schweiz (Tetmajer) . . .	2·60	1600
Granit von Baveno, Norditalien (Tetmajer)	—	1750

¹⁾ Die Druckfestigkeit bezieht sich auf würfelförmige Probekörper von im Mittel 10 cm Seitenlänge bei Prüfung im lufttrockenen Zustande. Nach Bauschinger hat die Größe der Würfel keinen wesentlichen Einfluß auf die nachgewiesene Festigkeit, wohl aber nimmt die Druckfestigkeit prismatischer Steinkörper mit vergrößerter Höhe ab. In der vorstehenden Tabelle sind hauptsächlich Bausteine nach österreichischen und Schweizer Vorkommen aufgenommen. Die angegebenen Zahlen sind Mittelwerte, von welchen die Größt- und Kleinstwerte der an den Versuchskörpern nachgewiesenen Druckfestigkeit bei den Graniten um etwa $\pm 20\%$, bei den Kalksteinen und Sandsteinen um ± 20 bis 50% abweichen.

Bausteine, Bezugsort (Prüfer)	Spezifisches Gewicht <i>t pro m³</i>	Mittlere Druck- festigkeit <i>kg pro cm²</i>
Granit von Tiefenstein, Baden, Deutschland (Tetmajer)	—	1180—1400
Granit, verwendet beim Neiße-Viadukt in Görlitz	2·65	1100
Granit von Schreiersgrün, verwendet beim Göltsthal-Viadukt	—	1350
Grünstein (Diabas, Diorit).		
Glimmerdiabas aus Serbien (Tetmajer)	2·84	1240
Andere Angaben	—	2000
Porphir (Hanisch)	2·53	1700
Kalksteine.		
Untersberger Marmor (Hanisch)	2·69	1500
Karst-Marmor (Hanisch)	2·61	1400
Carrara-Marmor (Hanisch)	2·72	1000
Schlesischer Marmor (Hanisch)	2·72	1000
Laaser Marmor, Südtirol (Hanisch)	2·70	850
Sterzinger Marmor (Hanisch)	2·69	700
Kalkstein von Grisignano (Hanisch)	2·48	900
Kalkstein von Wöllersdorf, Nied.-Öst. (Hanisch)	2·54	1200
Kalkstein von Häusling, Nied.-Öst. (Hanisch)	2·71	1000
Kalkstein von Mannersdorf, Nied.-Öst. (Hanisch)	2·44	1000
Kalkstein von Kaisersteinbruch, Ung. (Hanisch)	2·45	800
Kalkstein von Sommerein, Ungarn (Hanisch)	2·42	800
Kalkstein von Hundsheim, Nied.-Öst. (Hanisch)	2·52	800
Kalkstein von Oszlop, Ungarn (Hanisch)	2·36	650
Alpenkalk von Ragaz, Schweiz (Tetmajer)	2·70	1150
Alpenkalk von Wallenstadt, Schweiz (Tetmajer)	2·71	1350
Jurakalkstein von Solothurn, Schweiz (Tetmajer)	2·67	1080
Sandsteine.		
Wiener Sandstein (Hanisch)	2·39	900
Karpathen-Sandstein von Rzeke, Schlesien (Hanisch)	2·49	1190
Sandstein von Mähr.-Trübau (Hanisch)	1·95	450
Sandstein von Hořic, Böhmen (Hanisch)	1·95	370
Sandstein von Zogelsdorf, Nied.-Öst. (Hanisch)	1·92	200
Vogesen-Sandstein von Zittersheim, Elsaß (Tetmajer)	2·61	590
Buntsandstein von Donaueschingen, Baden (Tetmajer)	—	560

Bausteine, Bezugsort (Prüfer)	Spezifisches Gewicht <i>t</i> pro <i>m</i> ³	Mittlere Druckfestigkeit <i>kg</i> pro <i>m</i> ²
Keupersandstein von Oberhallau, Schweiz (Tetmajer)	2·22	430
Molasse von Freiburg, Schweiz (Tetmajer)	2·23	330
Molasse von Dottikon, Schweiz (Tetmajer)	2·50	550
Molasse von Zug, Schweiz (Tetmajer)	2·50	670
Konglomerate.		
Wöllersdorfer Konglomerat, Nied.-Öst. (Hanisch)	2·47	650
Ternitzer Konglomerat, Nied.-Öst. (Hanisch)	2·37	550
Innsbrucker Konglomerat (Hanisch)	2·34	450
Salzburger Konglomerat (Hanisch)	2·54	350
Konglomerat von Degersheim, Schweiz (Tetmajer)	2·70	1140
Künstliche Bausteine.		
Gute Handschlag-Mauerziegel	1·80—2·10	80—120
Maschinenziegel	1·80—2·20	150—250
Klinkerziegel	2·20—2·60	200—600

Die Druckfestigkeit, auf die wirkliche Druckfläche bezogen, erhöht sich wesentlich, wenn die Belastung nur auf einen Teil der Querschnittsfläche des prismatischen Steinkörpers ausgeübt wird (Abb. 25), wogegen sich dann die auf den ganzen Querschnitt bezogene spezifische Bruchbelastung vermindert. Bauschinger hat die Druckfestigkeit von Sandstein- und Granitwürfeln unter Anwendung stählerner zentrisch aufgelegter, quadratischer Druckplatten von verschiedener Größe bestimmt und gefunden, daß bei einseitiger Auflage dieser Beilagen die Druckfestigkeit des Steines unter der Druckfläche $\beta'_a = P : F_1$ annähernd durch

$$\beta'_a = \beta_a \cdot \alpha^{1/3}$$

und auf die ganze Querschnittsfläche bezogen $\beta''_a = P : F$ durch

$$\beta''_a = \beta_a \frac{1}{\alpha^{2/3}}$$

ausgedrückt werden kann. Es bezeichnet darin β_a die normale Würfel-druckfestigkeit und $\alpha = F : F_1$ das Verhältnis des Würfelquerschnitts

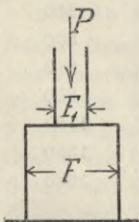


Abb. 25.

zur Druckfläche. Ein übereinstimmendes Resultat lieferten Versuche von Bach (1888), bei welchen der Druck auf Buntsandsteinwürfel von rund 10 *cm* Seitenlänge durch Stahlstempel von 10 *cm* Länge und verschiedener vermindelter Breite übertragen wurde. Diese Ergebnisse sind für die Ausbildung der Gelenkkonstruktionen in Steingewölben von Wichtigkeit.

Die Zugfestigkeit der Bausteine spielt bei den Steinbauten keine Rolle, da sie für alle Gesteinsarten, die brauchbare Bausteine liefern, wie auch für die gebrannten künstlichen Bausteine mindestens so hoch liegt, als die Zugfestigkeit des Mörtels und höher als die Adhäsion zwischen Stein und Mörtel. Sie wurde für Granit und die härteren Kalksteine mit 40 bis 80 *kg* pro 1 *cm*², für die festeren Sandsteine mit etwa 30 *kg*, für die minder festen mit 15 bis 20 *kg* pro 1 *cm*² erhoben.

Die Biegezugfestigkeit der natürlichen Bausteine, d. i. die rechnungsmäßige Zugspannung beim Bruche durch Biegung, ergibt sich immer größer als die aus direkten Zugversuchen ermittelte Zugfestigkeit. Sie wurde mit folgenden Werten bestimmt:

für Granitbalken (nach Hanisch)	100—230 <i>kg/cm</i> ²
„ „ (nach Föppl)	133—150 <i>kg/cm</i> ²
dichte Kalksteine, Marmor (nach Hanisch)	120—200 <i>kg/cm</i> ²
mittelharte Kalksteine, Karpathensandstein	70—120 <i>kg/cm</i> ²
Wiener Sandstein, böhm.-mähr. Sandstein	40—75 <i>kg/cm</i> ²

Es kommt übrigens die Biegezugfestigkeit der natürlichen Bausteine nur bei kleinen Tragwerken (plattenförmigen Überdeckungen, Kragsteinen etc.) in Frage.

Für die Scheerfestigkeit der Bausteine haben die Untersuchungen Bauschingers folgende Durchschnittswerte geliefert:

für Granit	70—100 <i>kg/cm</i> ²
„ Muschelkalk // zum Lager	30—47 <i>kg/cm</i> ²
„ „ ⊥ „ „	58 <i>kg/cm</i> ²
„ Leithakalk von Wöllersdorf	
// zum Lager	44 <i>kg/cm</i> ²
⊥ „ „	58 <i>kg/cm</i> ²
„ Buntsandstein // zum Lager	13—36 <i>kg/cm</i> ²
„ „ ⊥ „ „	21—26 <i>kg/cm</i> ²
„ Klinkerziegel	38 <i>kg/cm</i> ²
„ gewöhnliche Ziegel	17 <i>kg/cm</i> ²

Die elastischen Längenänderungen der Steine folgen nicht vollkommen dem Proportionalitätsgesetze, der Elastizitätskoeffizient

kann demnach nur für kleine Spannungsintervalle als konstant angenommen werden. Er ergibt sich auch verschieden, je nachdem er aus Druck-, aus Zug- oder aus Biegeversuchen ermittelt wird. So fand Föppl für Granit aus direkten Zug- und Druckversuchen an kleinen Probekörpern bei Beanspruchung bis 38 kg/cm^2 für die Zugelastizität $E = 98 - 220 \text{ t/cm}^2$, für die Druckelastizität $E = 300 \text{ t/cm}^2$, während aus Biegeversuchen von 30 cm hohen Balken abgeleitet wurde: für Zug $E = 250 \text{ t/cm}^2$, für Druck $E = 399 \text{ t/cm}^2$ bei einer Zuginanspruchnahme von 77 kg/cm^2 . Für Sandstein wurde aus direkten Druckversuchen gefunden: für Pressungen von $3 - 33 \text{ kg/cm}^2$ $E = 98 - 53 \text{ t/cm}^2$, ferner aus Biegeversuchen für eine Zugbeanspruchung bis 10 kg/cm^2 $E = 48 \text{ t/cm}^2$.

§ 11. Die Festigkeit des Mauerwerks.

Die hauptsächlich in Frage kommende Druckfestigkeit des Mauerwerks hängt nicht allein von der Festigkeit der verwendeten Bausteine, sondern auch von jener des Mörtels ab. Die Beschaffenheit des Mörtels hat auf die Festigkeit des Mauerwerks um so größeren Einfluß, je kleiner und unregelmäßiger die Steine und je stärker die Mörtelbänder sind. Für das Gewölbemauerwerk der Brücken, ebenso für stärker beanspruchtes Pfeilermauerwerk wird nur Zementmörtel verwendet, in einer Mischung von 1 Teil Portlandzement auf 2 bis $2\frac{1}{2}$, höchstens 3 Teile Sand¹⁾. Für schwächer beanspruchtes Mauerwerk, für den Grundbau der Pfeiler kommt auch Romanzement- oder Traßmörtel zur Verwendung und nur für ganz kleine Brücken kann allenfalls auch sogenannter verlängerter Mörtel, d. i. hydraulischer Mörtel mit Zusatz von Weißkalk als ausreichend befunden werden. Die Würfeldruckfestigkeit des Mörtels beträgt nach sechswöchentlicher Erhärtung im Durchschnitt etwa

für Portlandzementmörtel	180—280 kg/cm^2
„ Romanzementmörtel	70—100 kg/cm^2
„ Kalkmörtel	30—50 kg/cm^2

Für Mauerwerk aus plattenförmigen Steinen, insbesondere für Quader- oder Schichtmauerwerk mit dünnen Mörtelfugen stellt sich

¹⁾ Die Zementmenge muß zur Erzielung eines dichten und festen Mörtels so groß gewählt werden, daß eine vollständige Verkittung der Sandkörner stattfindet. Feiner Sand braucht mehr Zementzusatz als solcher, in dem alle Korngrößen, vom feinsten bis zum größten (maximale Korngröße etwa 7 mm) vertreten sind. Ist Z die Zementmenge, S die Sandmenge, so ist das erzielte Mörtelvolumen etwa $0.75 (Z + S)$, die Ausbeute sonach rund 75% .

aber die Druckfestigkeit erheblich größer heraus als die reine Mörtelfestigkeit, jedoch kleiner als die Würfeldruckfestigkeit der Steine.

So ergaben Druckversuche, die mit Probekörpern aus Stein, aus Mauerwerk und aus Mörtel von dem Laboratorium der Münchener technischen Hochschule auf Veranlassung Leibbrands durchgeführt wurden, als mittlere Bruchfestigkeiten

- des Steines (Buntsandstein) 640 kg/cm²
- des Mauerwerks (mit Stampfmörtel) 405 kg/cm²
- des Mörtels (1 Teil Zement, 2 Teile Sand) 240 kg/cm²

Versuche des Gewölbeausschusses des österr. Ingenieur- und Architektenvereines vom Jahre 1900¹⁾ lieferten nachstehende Ergebnisse:

Probekörper	Dimensionen abgerundet cm		Mörtel- mischung Z: S	Alter bei der Probe Monate	Belastungs- art, Druckfläche	Bruch- belas- tung kg/cm ²
	Grund- fläche	Höhe				
Einzelne Quader aus Gmündner Granit	30×30	40	—	—	zentrisch, voll	687
Einzelne Quader aus Purkers- dorfer Sandstein	30×30	40	—	—	„ „	673
Quadermauerwerk, 3 Schichten Gmündner Granit mit 2 cm Stampfmörtelfugen	50×50	100	1: 2	5	exzentrisch 20 cm × 40 cm	578
Bruchsteinmauerwerk aus lager- haftem Purkersdorfer Sand- stein	50×50	100	1: 2	3 ¹ / ₂	zentrisch, voll	249
Desgleichen	50×50	100	1: 3 ¹ / ₂	3 ¹ / ₂	„ „	195
Desgleichen aus zwei künstlichen Blöcken zusammengesetzt	50×50	65	1: 2	6	„ „	247
Desgleichen aus drei Blöcken	50×50	100	1: 3 ¹ / ₂	6	„ „	161
Ziegelmauerwerk aus Klinkern Desgleichen aus drei künstlichen Blöcken zusammengesetzt	45×45	100	1: 2	3 ¹ / ₂	„ „	267
Desgleichen aus drei künstlichen Blöcken zusammengesetzt	45×45	100	1: 2	6	„ „	212
Desgleichen aus Wienerberger Pfeilerziegel und aus drei künstlichen Blöcken zu- sammengesetzt	45×45	100	1: 2	6	„ „	154
Ziegelmauerwerk aus Wiener- berger gewöhnlichen Ziegeln Desgleichen	45×45	100	1: 2	3 ¹ / ₂	„ „	116
Desgleichen	45×45	100	1: 3 ¹ / ₂	3 ¹ / ₂	„ „	109
Desgleichen aus drei künstlichen Blöcken zusammengesetzt	45×45	100	1: 2	6	„ „	115

¹⁾ Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architektenvereines 1901, Nr. 25.

Versuche der New Yorker Society of Civil Engineers 1887 mit Ziegelmauerwerk aus besonders harten Ziegeln ergaben:

Probekörper	Mörtel	Druckfestigkeit <i>kg/cm²</i>	
		der Ziegel	der Mauerkörper
30×30 <i>cm</i> , 180 <i>cm</i> hoch	Kalkmörtel 1 K : 2 S	730	91—105
30×30 <i>cm</i> , 180 <i>cm</i> "	" 1 K : 3 S	730	73—85
30×30 <i>cm</i> , 180 <i>cm</i> "	Zementmörtel 1 Z : 2 S	730	115—126
30×30 <i>cm</i> , 60 <i>cm</i> "	" 1 Z : 2 S	890	234
30×30 <i>cm</i> , 300 <i>cm</i> "	" 1 Z : 2 S	890	144
30×30 <i>cm</i> , 240 <i>cm</i> "	" 1 Z : 2 S	1170	121

Diesen Resultaten zufolge kommt eine hohe Druckfestigkeit der Bausteine nur bei Quadermauerwerk zur Ausnützung. Mauerwerk aus, in den Lagern zugerichteten Steinen, Schichtmauerwerk, besitzt eine größere Druckfestigkeit als Bruchsteinmauerwerk oder Mauerwerk aus kleinen Steinen; bei diesem ist die Festigkeit sehr von der Mörtelbeschaffenheit abhängig. Als durchschnittliche Druckfestigkeit bei gutem Material und sorgfältiger Ausführung in Portlandzementmörtel wird man annehmen können:

für Quadermauerwerk aus harten Steinen von über	<i>kg/cm²</i>
700 <i>kg/cm²</i> Würfeldruckfestigkeit	500—600
für Schichtmauerwerk aus Steinen mit über	
500 <i>kg/cm²</i> Würfeldruckfestigkeit	300—400
für lagerhaftes Bruchsteinmauerwerk	200—300
für Ziegelmauerwerk aus Klinkerziegeln	200—250
für Ziegelmauerwerk aus guten Mauerziegeln	100—150

Für die Zugfestigkeit des Mauerwerks kommt, wie bereits oben bemerkt wurde, nur die Zugfestigkeit des Mörtels und dessen Adhäsion an den Steinflächen in Betracht. Die Festigkeit des Mörtels für Zug- sowohl wie für Druckbeanspruchung nimmt mit dem Alter und Erhärtungsgrade des Mörtels zu. Nach der Normenprobe, d. i. in einer Mischung von 1 Gewichtsteil Zement mit 3 Gewichtsteilen Normalsand sollen langsambindende Portlandzemente nach 28 Tagen Erhärtung unter Wasser eine Zugfestigkeit von mindestens 18 *kg/cm²*, raschbindende Zemente eine solche von 12 *kg/cm²* nachweisen. Bei guten Zementmarken wird aber häufig eine höhere Festigkeit erzielt. Im allgemeinen kann bei Verwendung guten Bausandes und bei

Mörtelmischungen von 1 Teil Zement auf 2 bis $2\frac{1}{2}$ Teile Sand nach vier- bis sechswöchentlicher Erhärtung auf eine Zugfestigkeit von zirka 20 kg/cm^2 und darüber gerechnet werden.

Diese Ziffern werden aber von der Anhaftefestigkeit des Mörtels an größeren glatten Steinflächen nicht erreicht. In den Purkersdorfer Versuchsgewölben des österr. Ingenieur- und Architektenvereines¹⁾ traten Zugrisse bei Belastungen auf, denen folgende berechnete Zugspannungen entsprachen:

im Bruchsteingewölbe	zirka	8.5 kg/cm^2
im Ziegelgewölbe	„	6.0 kg/cm^2

Wenn auch vielleicht bei größerem Alter des Mauerwerks und bei gut bindenden rauhen oder porösen Steinflächen höhere Anhaftefestigkeiten als in den obigen Beispielen vorhanden sind, so wird man doch unter allen Umständen bei Mauerwerk jeder Art nur mit einer sehr geringen Zugfestigkeit rechnen dürfen.

Die Formänderungen des Mauerwerks unter einwirkenden Kräften setzen sich aus jenen der Bausteine und des Mörtels zusammen. Sie folgen zum Teil elastischen Gesetzen, doch treten auch bleibende Formänderungen auf, und zwar in um so stärkerem Maße, je frischer das Mauerwerk ist. Die aus Druckversuchen oder aus anderen Beobachtungen (Scheitelsenkung von Gewölben) durch Rechnung abgeleiteten Werte des Formänderungskoeffizienten schwanken in ziemlich weiten Grenzen, zwischen 30.000 und 300.000 kg/cm^2 , man wird aber als Durchschnittswert für Bruchsteinmauerwerk etwa $E = 50.000\text{—}70.000 \text{ kg/cm}^2$ annehmen können. Aus den Scheitelsenkungen der Purkersdorfer Versuchsgewölbe¹⁾ wurde die Formänderungszahl mit folgenden Mittelwerten bestimmt:

für das Bruchsteingewölbe aus Purkers-	
dorfer Sandstein	$E = 67.000 \text{ kg/cm}^2$
für das Ziegelgewölbe	$E = 28.000 \text{ kg/cm}^2$
für das Stampfbetongewölbe (unsicher) .	$E = 100.000 \text{ kg/cm}^2$

Temperaturänderungen, sowie Änderungen im Feuchtigkeitsgehalte bewirken ebenfalls Volumänderungen des Mauerwerks, worüber aber verhältnismäßig wenige und unsichere Beobachtungen und Angaben vorliegen. Die bezüglichen Angaben für Beton, welche man durchschnittlich auch für Mauerwerk wird gelten lassen können, folgen im nächsten Paragrafen.

¹⁾ Bericht des Gewölbeausschusses des österr. Ingenieur- und Architektenvereins, Wien 1895.

§ 12. Der Beton und seine Festigkeitseigenschaften.

Beton ist ein künstliches Konglomerat aus mehr oder minder kleinen Steinstückchen, deren Zwischenräume durch Mörtel, zu dem ein hydraulisches Bindemittel verwendet ist, ausgefüllt sind. Als dieses Bindemittel kommt für den Beton der Tragwerke wohl nur Portlandzement in Betracht, da über den in neuerer Zeit als gleichwertig empfohlenen, aus Eisenschlacke bereiteten Schlackenzement keine hinreichend befriedigenden Erfahrungen vorliegen.

Die Bestandteile des Betons, d. i. Zement, Sand und Kies oder Schotter, werden innig gemengt und unter entsprechendem Wasserzusatz verarbeitet. Der Portlandzement muß den Normen entsprechen, die bei uns und anderwärts für dessen Lieferung und Prüfung aufgestellt sind¹⁾. Der Sand soll möglichst rein und scharfkantig und von verschiedener Korngröße sein. Lehmige und erdige Verunreinigungen, die am Sande haften, sind schädlich und eventuell durch Waschen zu beseitigen. Nach den österreichischen Vorschriften für Betonbauten soll der Sand durch ein Sieb von 7 mm lichter Maschenweite durchgehen und auf einem Siebe von 900 Maschen auf 1 cm² und 0.1 mm Drahtstärke mindestens 95% Rückstand geben. Die Zuschlagstoffe sind Kies, Rundschotter (Flußgeschiebe) oder Steinschlag (Schlägelschotter). Es ist nur hartes, wetterbeständiges Steinmaterial zu verwenden und soll dasselbe verschiedene Korngrößen besitzen, da sich dann ein dichter und fester Beton erzielen läßt. Die Größe des Kornes richtet sich nach der Dicke des Betonkörpers, doch sollen die größten Stücke in jeder Lage durch eine quadratische Öffnung von 6 cm Weite durchgehen; Teile, deren Abmessungen kleiner als 7 mm sind, sind als Sand zu beurteilen. Gemenge, deren

¹⁾ Diese Normen betreffen die Abbindezeit (Erhärtungsbeginn an der Luft ohne Sandzusatz bei rasch bindenden Zementen, die für Beton nicht zu verwenden sind, innerhalb 10 Minuten, bei mittelbindenden innerhalb 30 Minuten, bei langsam bindenden nach 30 Minuten), die Volumbeständigkeit (Kuchenprobe 24 Stunden an der Luft und 27 Tage unter Wasser, ferner Darrprobe im Trockenschranke 2 bis 3 Stunden auf 120° C), die Feinheit der Mahlung (Siebrückstand auf einem Sieb von 4900 Maschen auf 1 cm² aus 0.05 mm Draht nicht über 30%, auf einem Sieb von 900 Maschen auf 1 cm² nicht mehr als 5%), endlich die geforderte Zug- und Druckfestigkeit in Normal-Mörtelmischung (1 Teil Zement auf 3 Teile Normalsand). Es soll betragen

für langsam bindende Zemente die	Zugfestigkeit nach	7 Tagen	12 kg/cm ²
„ „ „ „ „	„ „	28 „	18 kg/cm ²
„ „ „ „ „	Druckfestigkeit	28 „	180 kg/cm ²
für rasch bindende Zemente die	Zugfestigkeit	7 „	8 kg/cm ²
„ „ „ „ „	„ „	28 „	12 kg/cm ²
„ „ „ „ „	Druckfestigkeit	28 „	120 kg/cm ²

Zuschlagstoffe nur aus Sand und Kies (größte Korngröße etwa 30 mm) oder grobkörnigem Sande bestehen, werden als Kiesbeton oder Grobmörtel bezeichnet. Bei Bauwerksteilen aus Stampfbeton mit verhältnismäßig großen Querschnittsabmessungen (Widerlager, Fundamente usw.) können auch größere druckfeste und wetterbeständige Bruchsteine in Mengen (nach der österreichischen Verordnung) bis zu 20% in den Beton eingebettet werden, doch ist für eine allseitig dichte Umschließung dieser Einlagen mit weicher Betonmasse Sorge zu tragen.

Zur Erzielung eines dichten und festen Betons muß in der Mischung genügend Mörtel vorhanden sein, um alle Hohlräume des Steinmaterials auszufüllen und die einzelnen Steinstücke mit einer Mörtelschicht zu umhüllen; überdies muß auch der Mörtel selbst dicht sein, also nicht mehr als das dreifache Zementvolumen Sand enthalten. Die Hohlräume des Kies- oder Schottermaterials betragen zwischen 40 bis 60%. Bezeichnet man sie allgemein mit h (in Hundertteilen) und nimmt man an, daß ein Zementvolumen Z und Sandvolumen S eine Ausbeute an Mörtel von $0.7(Z + S)$ liefert, so kann das Volumen des Steinzuschlages $K = c \cdot \frac{70}{h}(Z + S)$, d. i. $K = c \cdot 1.17(Z + S)$ bis $c \cdot 1.75(Z + S)$ betragen. Der Koeffizient c ist < 1 zu nehmen, um im Gemenge einen Mörtelüberschuß zu haben, und zwar wird man etwa für wenig beanspruchtes Mauerwerk (Fundamentbeton) $c = 0.9$, für Gewölbebeton und Eisenbeton $c = 0.85 - 0.8$ wählen. Es kommen hiernach etwa folgende Mischungsverhältnisse in Betracht.

Raummischungsverhältnis	Ungefähres Zementgewicht in Kilogramm		
	auf 1 m ³ Gemenge aus Sand und Steinmaterial	auf 1 m ³ Betonmasse	auf 1 m ³ fertig gestampften Beton ¹⁾
(1:2½) 1 Zement + 1 Sand + 1½ Schotter oder Kies	550	530	730
(1:3) 1 Zement + 1 Sand + 2 Kies	465	450	617
(1:4) 1 Zement + 1½ Sand + 2½ Schotter oder Kies	350	360	480
(1:4½) 1 Zement + 1½ Sand + 3 Kies	310	325	422
(1:5) 1 Zement + 2 Sand + 3 Schotter oder Kies	280	298	395
(1:6) 1 Zement + 2 Sand + 4 Kies	230	250	318
(1:6½) 1 Zement + 2½ Sand + 4 Schotter oder Kies	215	235	295
(1:7½) 1 Zement + 2½ Sand + 5 Kies	185	205	252
(1:7½) 1 Zement + 3 Sand + 4½ Schotter oder Kies	190	215	280
(1:9) 1 Zement + 3 Sand + 6 Kies	155	170	210
(1:10) 1 Zement + 4 Sand + 6 Schotter oder Kies	138	151	215
(1:12) 1 Zement + 4 Sand + 8 Kies	116	125	158

¹⁾ Auf 1 m³ Stampfbeton sind etwa 1/3 bis 1/4 m³ Betonmasse erforderlich.

Die Mischung muß eine möglichst innige sein und zuerst trocken, dann unter allmählichem Zusatz von Wasser vorgenommen werden. Die Verarbeitung des Betons kann mit geringerem oder größerem Wasserzusatze erfolgen und unterscheidet man danach

erdfeuchten Stampfbeton, der nur mit soviel Wasser an- gemacht wird, daß er sich in der Hand ballen läßt, und

plastischen oder weichen Beton, bei welchem der Wasser- zusatz reichlicher bemessen ist, so daß die Masse zwar noch stampf- fähig ist, während des Stampfens aber weich wird.

Der Wasserzusatz richtet sich nach dem Verwendungszwecke des Betons, es ist die Wassermenge aber auch verschieden zu bemessen, je nach dem Trockenheitsgrade der Witterung, dem Feuchtigkeits- gehalte des Sandes und der Wasseraufnahmefähigkeit der Zuschlag- stoffe und der Schalung. Durchschnittlich erfordert erdfeuchter Beton an Wasserzusatz 5 bis 8% des Gemengvolumens, plastischer Beton 10 bis 15%, bei ganz trockenem Gemenge auch mehr. Das Mischen der Betonbestandteile geschieht entweder auf Mischbühnen durch Handarbeit oder bei allen größeren Arbeiten mittels Mischmaschinen. Maschinenbeton ist dem Handmischbeton vorzuziehen.

Der erdfeuchte Beton wird in Schichten von 15 bis 20 cm in die Baugrube oder in eingeschaltete Formen gebracht und durch Stampfen mittels 10 bis 17 kg schwerer Stampfer so lange ver- dichtet, bis sich an der Oberfläche Wasser zeigt; der plastische Stampfbeton wird gewöhnlich in höheren Schichten eingebracht und so lange gestampft, bis er eine gleichförmige weiche Masse bildet. Je nasser der Beton verarbeitet wird, eine desto geringere Rolle spielt das Stampfen, welches zur Verdichtung der Betonmasse not- wendig ist. Im allgemeinen wird bei gut gestampftem erdfeuchten Beton größere Festigkeit erzielt als bei plastischem Beton¹⁾, jedoch ist man bei ersterem mehr von der Güte und Sorgfalt der Aus- führung abhängig als bei letzterem. Bei den später zu besprechenden Eisenbetonbauten wird in der Umgebung der Eiseneinlagen immer weicher Beton mit höherem Wasserzusatz verwendet.

¹⁾ C. v. Bach (Mitteilungen über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von Betonkörpern mit verschiedenem Wasserzusatz, Stuttgart 1906) findet auf Grund vergleichender Versuche, „daß die geringste Wassermenge, welche eben „noch ausreicht, um einen vollkommenen Stampfbeton zu erzeugen, die größte „Festigkeit liefert. Die Herstellung von Betonkörpern mit dem Mindestzusatz „an Wasser erfordert aber sehr geübte Arbeiter sowie große Aufmerksamkeit „und birgt fortgesetzt die Gefahr in sich, daß der Beton nicht durch seine ganze „Masse hindurch gut ausfällt. Durch größeren Wasserzusatz wird ermöglicht, „daß auch weniger geübte Arbeiter einen guten Beton erzeugen“.

Die einzelnen Schichten sollen, wo es die Bauausführung gestattet, rechtwinklig zu der im Bauwerk auftretenden Druckrichtung eingelegt werden, und wo dies (wie z. B. bei Gewölben) nicht möglich ist, gleichlaufend mit der Druckrichtung. Sie sollen stets frisch auf frisch verarbeitet werden. Muß jedoch eine Arbeitsunterbrechung eintreten, so daß frische Stampfschichten mit bereits abgebundenen in Berührung treten, so soll dies nur in einer Fläche geschehen, die tunlichst senkrecht zur Druckrichtung steht. Überdies wird man vor dem Aufbringen der frischen Betonmasse die Verbindungsfläche mit Stahlbesen naß und scharf abkehren und mit dünnem Zementbrei einschleimen.

Besondere Sorgfalt ist auf das Stampfen der Ecken und Außenseiten (längs der Verschalung) zu verwenden.

Der fertige Stampfbeton darf nur langsam trocknen. Betonbauten über Wasser sind daher namentlich bei trockenem warmen Wetter satt anzunetzen und durch mindestens acht Tage nach der Herstellung feucht zu halten, um die Bildung von Schwindrissen zu verhindern.

Für die Beurteilung der Güte und Verwendbarkeit eines Betons kommen in Betracht:

1. Die Eigenschaften der verwendeten Bestandteile: Zement (siehe die oben angegebenen Normenproben), Sand (Reinheit von lehmigen Stoffen, Korngröße, Raumgewicht), Zuschlagstoffe (verschiedene Korngröße, Härte, Raumgewicht).

2. Die Zug-, Druck- und Scherfestigkeit des Betons. Gewöhnlich beschränkt man sich auf die Vornahme von Druckproben an Würfeln, die nach den österreichischen Betonvorschriften 20 *cm* Seitenlänge haben sollen und nach sechswöchentlicher Luftlagerung zu prüfen sind.

3. Die Volumbeständigkeit. Beim Erhärten des Betons treten immer Volumsänderungen auf, die um so größer sind, je zementhaltiger (fetter) die Mischung ist. Erfolgt die Erhärtung an der Luft, so findet eine Volumsverminderung statt und es beträgt der lineare Schwindkoeffizient des Betons durchschnittlich etwa 0,0003 bis 0,0005. Nur bei Erhärten unter Wasser ist kein Schwinden, sondern eine Volumsvergrößerung zu beobachten, doch zeigt sich dann die Volumsverminderung beim nachträglichen Austrocknen an der Luft. Dieses Schwinden ist zwar eine unerwünschte Eigenschaft, da es leicht zum Entstehen von Rissen Veranlassung geben kann, doch kann darauf durch geeignete konstruktive Anordnung eines Betonbauwerkes in

ähnlicher Weise wie bezüglich der Wirkung von Temperaturänderungen Bedacht genommen werden¹⁾. Anders verhält es sich aber mit solchen Volumsänderungen, die auf das „Treiben“ des Zements zurückzuführen sind und das Gefüge des Mörtels lockern. „Treibender“ Zement ist von der Verwendung auszuschließen.

Die Druckfestigkeit des Betons ist in erster Linie von dem Mischungsverhältnis und von der Güte des Zements, von der Beschaffenheit der Zuschlagstoffe (hartes kantiges Material erhöht die Festigkeit), dann aber auch von der Verarbeitung und vom Alter des Betons abhängig. Diesen verschiedenen, Einfluß nehmenden Faktoren entsprechend schwanken die Festigkeitsziffern des Betons in ziemlich weiten Grenzen und es lassen sich nur für bestimmte Mischungsverhältnisse, für normengemäße Baustoffe und Verarbeitung, sowie für ein bestimmtes Alter Durchschnittswerte der Würfeldruckfestigkeit angeben.

Nach der österreichischen Verordnung für Brücken mit Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen (vom 15. November 1907) soll der Beton nach sechswöchentlicher Erhärtung an der Luft mindestens folgende Werte der Druckfestigkeit (erhoben an 20 *cm*-Würfeln senkrecht zur Stampfrichtung) aufweisen:

Bei einem Mischungsverhältnis auf 1 <i>m</i> ³ Gemenge Sand und Steinmaterial	Mindestdruckfestigkeit nach sechswöchentlicher Erhärtung (<i>kg pro cm</i> ²)
470 <i>kg</i> Portlandzement (Raummischung 1:3) . . .	170
350 <i>kg</i> „ („ 1:4) . . .	150
280 <i>kg</i> „ („ 1:5) . . .	130
230 <i>kg</i> „ („ 1:6) . . .	110
160 <i>kg</i> „ („ 1:9) . . .	75
120 <i>kg</i> „ („ 1:12) . . .	50

Über die Zug- und Druckfestigkeit des Zementmörtels aus drei verschiedenen Zementmarken und unter Verwendung von Quarzsand oder Donausand gibt nachstehende von Ingenieur J. A. Spitzer mitgeteilte Tabelle Aufschluß.

¹⁾ Für die Verbundkonstruktionen aus Beton und Eisen sind diese Schwinderscheinungen von besonderer Bedeutung. Hier ist nämlich die Volumsänderung des Betons durch das Anhaften am Eisen behindert und es entstehen innere Spannungen, Anfangsspannungen, deren Größe jedoch schwierig zu bemessen ist. Tatsächlich ist infolgedessen das Schwindmaß des armierten Betons nach den Messungen von Considère und Bach und neuestens von Schüle (Heft 13 der Mitteilungen der schweiz. Materialprüfungsanstalt) geringer als jenes des nicht armierten Betons. (Siehe S. 102.)

Zement	Alter	Quarzsand				Donausand			
		1:3	1:6	1:3	1:6	1:3	1:6	1:3	1:6
	Monate	Zug		Druck		Zug		Druck	
A	1	17·58	12·63	272·3	163·3	20·90	17·30	171·0	144·5
	3	18·80	14·85	307·8	189·0	24·50	17·40	217·5	157·5
B	1	18·35	16·35	238·0	178·0	17·50	15·80	154·5	109·3
	3	22·55	15·65	343·5	241·0	23·75	18·88	211·5	133·0
C	1	22·88	14·63	301·8	197·0	22·48	16·38	231·3	129·5
	3	26·78	17·45	367·8	200·8	22·40	20·73	241·3	196·3

Nach v. Tetmajer betrug die durchschnittliche Würfel-
druckfestigkeit von ihm untersuchter Betonsorten:

	Zement pro 1 m ³ Kies	Volum- mischungsverhältnis			Druckfestigkeit in kg/cm ²		
		Zement	Sand	Kies	nach 7 Tagen	nach 28 Tagen	nach 1 Jahr
					Luftlagerung		
Schlacken- zement	150 kg	1	1·96	7·85	94	131	178
	200 kg	1	2·06	5·88	114	152	219
	250 kg	1	2·12	4·71	116	173	255
	300 kg	1	2·16	3·93	112	170	250
Portland- zement	150 kg	1	2·31	9·26	105	137	173
	200 kg	1	2·43	6·96	141	200	267
	250 kg	1	2·51	5·55	160	228	306
	300 kg	1	2·54	4·63	169	236	325

Die Festigkeitszunahme von Beton mit dem Alter ist
namentlich in der ersten Zeit eine recht beträchtliche; sie erstreckt
sich, wenn auch in abnehmendem Maße, über einen Zeitraum von
mehreren Jahren. Versuche mit dem Beton der Munderkingener

Brücke¹⁾ (1 Teil Zement, 2¹/₂ Teile Sand, 5 Teile Schotter) ergaben folgende Würfelfestigkeiten:

Alter	28 Tage	5 Monate	2 ² / ₃ Jahre	9 Jahre
Druckfestigkeit	254	332	520	570 kg/cm ²
Verhältniszahl .	1	1·31	2·1	2·3

R. Dyckerhoff macht folgende Angaben, aus denen auch die Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit von der Härte der Zuschlagstoffe zu ersehen ist.

Mischung in Raumteilen	Druckfestigkeit in kg/cm ²			
	nach	nach	nach	nach
	4 Wochen	13 Wochen	1 Jahre	2 Jahren
1 Zement, 1 Sand, 2 Porphy	300	1·20	1·42	1·94
1 „ 1 „ 2 geschlägelte Rheinkiesel	280	1·26	1·52	2·35
1 „ 2 „ 3 Porphy	268	1·14	1·53	1·95
1 „ 2 „ 3 geschlägelte Rheinkiesel	250	1·18	1·80	1·96
1 „ 2 „ 3 Kalkstein	252	1·21	1·66	1·92
1 „ 2 „ 3 Sandstein	221	1·18	1·81	2·29
1 „ 2 „ 3 Granit	240	1·14	1·79	2·30

Der französische Regierungsausschuß für Eisenbetonbauten nimmt für den Festigkeitszuwachs sogar noch höhere, vielleicht aber etwas zu hoch gegriffene Verhältniszahlen an, nämlich nach 3 Monaten das 1·5fache, nach 1 Jahre das 2·5fache der Würfeldruckfestigkeit nach 4 Wochen.

Diese Festigkeitszunahme des Betons, die sich in ungefähr gleichem Maße auch auf seine Zugfestigkeit erstreckt, ist eine sehr erwünschte und wertvolle Eigenschaft, besonders für die Tragwerke von Brücken, bei denen eine künftig zu erwartende Steigerung der Verkehrslasten in Frage kommen kann.

Bei Druckversuchen mit größeren Betonquadern wurden aber die Würfeldruckfestigkeiten nie erreicht, was wohl damit zu erklären ist, daß eine vollkommen zentrische Belastung bei großen Druckflächen kaum zu erzielen ist und hier auch Ungleichförmigkeiten in der Betonqualität eher vorkommen als bei kleinen Probekörpern. Die oben erwähnten Versuche des Gewölbeausschusses des österreichischen

¹⁾ F. Engesser, Über den Festigkeitszuwachs von Beton mit dem Alter und über seine Verwendung bei Eisenbetonbauten. Zentralblatt des Bauwesens, 1908, Nr. 89.

Ingenieur- und Architektenvereines vom Jahre 1900 ergaben für Stampfbetonblöcke die nachstehend verzeichneten Druckfestigkeiten:

Probekörper Gartenauer Zement Donausand Rundsotter	Volummischung			Dimensionen abgerundet in cm		Alter bei der Probe Monate	Be- lastungs- art	Bruch- be- lastung kg/cm ²
	Zement	Sand	Schotter	Grund- fläche	Höhe			
Ein Block	1	2	3	50×50	100	3½	zentrisch	128
Ein Block	1	3	5	50×50	100	3½	„	64
Ein Block	1	4	6	50×50	100	3½	„	47
Aus drei Blöcken zusammengesetzt .	1	2	3	50×50	100	6	„	125
Aus drei Blöcken zusammengesetzt .	1	3	5	50×50	100	6	„	83
Aus drei Blöcken zusammengesetzt .	1	4	6	50×50	100	6	„	61

Die Zugfestigkeit des Betons wurde nach Versuchen von C. v. Bach mit Probekörpern von 18 × 18 cm (Mischungsverh. 1 Z. auf 4 Sand und Kies mit 15% Wasser) im Mittel nach 3½ Monaten mit 11·3 kg/cm², nach Versuchen von Mörsch (Mischung 1:3 bis 1:4, Wasserzusatz 8 bis 14%) mit 9·2 bis 15·8 kg/cm², nach Versuchen von Kleinogel (Mischung 1 Z. 1 Sand, 2 Kalksteinschotter, Wasserzusatz 8%, Alter 6½ Monate) im Mittel mit 20·2 kg/cm² gefunden. Die Verarbeitung mit größerem Wasserzusatz vermindert die Zugfestigkeit. Ihre Zunahme mit dem Alter ist wesentlich geringer als jene der Druckfestigkeit.

Im großen Durchschnitt kann man bei einem Beton im Mischungsverhältnis 1:3 bis 1:6 bei Verwendung guten Materials und guter Arbeit nach dreimonatlicher Erhärtung auf eine Druckfestigkeit von 250 bis 150 kg/cm² und auf eine Zugfestigkeit von 1/10 bis 1/12 der Druckfestigkeit, d. i. 20 bis 12 kg/cm² rechnen.

Die aus Biegebruchversuchen mit Betonbalken rechnermäßig, unter Annahme gleichbleibender Elastizität ermittelten Zugfestigkeiten ergeben sich aber wie bei allen steinartigen Stoffen höher als jene aus direkten Zugversuchen, wie aus den nachstehenden Angaben hervorgeht.

Mittelwerte der Biegungszugfestigkeit von Portlandzement-Stampfbeton.

Mischung	Alter Monate	Biegungs- festigkeit in kg/cm ²
500 kg Portlandzement auf 1 m ³ Sand und Schotter	6	42—50
450 kg „ „ 1 m ³ „ „ „	6	33—40
400 kg „ „ 1 m ³ „ „ „	6	24—30

Die Scherfestigkeit ergibt sich im Beton, namentlich in solchem mit hartem Schotterzuschlag, bei reiner Scherbeanspruchung immer größer als die Zugfestigkeit. Man hat dafür (Mörsch, Kleinlogel u. a. bei Mischung 1:4, Alter 1½ Monate) einen Mittelwert von 35 kg/cm² und darüber gefunden. Für die Schubbeanspruchung von Beton, welche in Verbindung mit Biegung auftritt, wird man aber wohl keine höhere Festigkeitsziffer als für Zug annehmen können.

Die elastischen Längenänderungen des Betons folgen gleich jenen der natürlichen Steine nicht genau dem Proportionalitätsgesetze; der Elastizitätskoeffizient ist, für größere Spannungsunterschiede wenigstens, nicht konstant. Mit wachsender Spannung nehmen die Verkürzungen oder Dehnungen in stärkerem Maße zu, als die Spannungen zunehmen. Dies gilt insbesondere für die Dehnungen, aber auch für Druckbeanspruchungen nimmt der Elastizitätskoeffizient $E_{b,d}$ mit wachsender Beanspruchung ab. Er beträgt für kleine Spannungen etwa 300 t/cm², sinkt aber für höhere Spannungen auf 150 t/cm² und darunter. Für die Zugbeanspruchung ist die Abnahme des Elastizitätskoeffizienten $E_{b,z}$, also die Zunahme der Dehnungen noch eine viel raschere und es beträgt für Spannungen nahe der Bruchgrenze $E_{b,z}$ nur mehr etwa 40 bis 50 t/cm².

Diese elastischen Eigenschaften des Betons, welche für die Eisenbetonkonstruktionen eine wichtige Rolle spielen, sind von einer Reihe von Forschern, Considère, Bach, Schüle u. a., zum Gegenstand des Studiums gemacht worden. Insbesondere liegen zahlreiche Versuche von Bach und Tetmajer über Druckelastizität vor, denen nachstehende Ergebnisse entnommen sind.

Druck-Elastizität des Betons.

Versuche von C. v. Bach. Alter der Probekörper 76 bis 97 Tage.

Mischungsverhältnis	Druck-Elastizitätskoeffizient E_b in t/cm ² bei einer Belastungsstufe σ in kg/cm ² von					
	$\sigma =$	8	16	24	40	64
Portlandzement						
1 Zement, 2½ Sand, 5 Donauschotter .	223	202	191	178	167	162
1 Zement, 2½ Sand, 5 Kalksteinschotter	328	293	275	253	236	227
1 Zement, 3 Sand	231	208	196	181	169	163
1 Zement, 3 Sand, 6 Kalksteinschotter .	272	244	229	211	195	189

Versuche von Tetmajer. Alter der Probekörper 290 Tage.

Mischungsverhältnis		Druck-Elastizitätskoeffizient E_b in t/cm^2 bei einer Belastungsstufe σ in kg/cm^2 von		
		$\sigma =$ 10	20	30
Portland- zement	{ 1 Zement, 1 Sand, 2 Kies	460	429	412
	{ 1 " 2 " 4 "	431	400	382
	{ 1 " 2 " 6 "	277	266	259
Schlacken- zement	{ 1 Zement, 1 Sand, 2 Kies	396	370	355
	{ 1 " 2 " 4 "	313	288	274
	{ 1 " 2 " 6 "	206	192	185

Für den Zugelastizitätskoeffizienten E_{b_z} leitet Ingenieur Spitzer aus den Versuchen von Grut und Nielsen¹⁾ folgende Durchschnittswerte ab:

für Spannungen von

	= 0—4.3	4.3—7.5	7.5—11.3	11.3—12.8	12.8—13.6 kg/cm^2
E_b	= 278	242	183	138	110 t/cm^2
	= 13.6—14.1	14.1—14.4	14.4—14.7	14.7—15.0 kg/cm^2	
E_{b_z}	91	78	68	61 t/cm^2	

Beton von größerer Druckfestigkeit besitzt im allgemeinen auch einen größeren Elastizitätskoeffizienten, so daß mit dem Alter des Betons sich sowohl seine Festigkeit wie auch der Elastizitätskoeffizient erhöht. So wurde beispielsweise an einem Beton (Mischung 1:2:4) beobachtet:

nach 1 Monat Druckfestigkeit $168 kg/cm^2$ $E_{b_a} = 102 t/cm^2$ für Spannung $> 70 kg$
 „ 6 Monaten „ „ $259 kg/cm^2$ $E_{b_a} = 181 t/cm^2$ „ „ $> 70 kg$

Aus den Formänderungen durch Biegung erhält man durch die Rechnung in der Regel kleinere Werte des Elastizitätskoeffizienten als jene, welche aus direkten Druckversuchen ermittelt wurden.

Für die Eisenbetonkonstruktionen muß mit einem Durchschnittswert des Elastizitätskoeffizienten des Betons gerechnet werden und wird dafür der 10. bis 20. Teil des Elastizitätskoeffizienten des Eisens, d. i. $220 t/cm^2$ bis $110 t/cm^2$ angenommen. Vielfach (österreichische und preußische Vorschriften) wird mit dem Mittelwerte, d. i. mit dem 15. Teil des Elastizitätskoeffizienten des Eisens oder $E_b = 140 t/cm^2$ gerechnet. Diese Annahme entspricht einer mittleren Härte des Betons und Druckbeanspruchungen, die sich in der Höhe der zulässigen Spannungen (30 bis $40 kg/cm^2$) bewegen.

¹⁾ „De Ingenieur“ 1898.

Der Wärmeausdehnungskoeffizient des Betons wird nach den Untersuchungen von Bouniceau, Addie, Pence u. a. mit 0·00001 bis 0·000014 für 1° C Temperaturdifferenz angegeben. Er ist also im Mittel gleich dem des Schmiedeeisens (0·000012).

§ 13. Der Eisenbeton.

Armierter oder bewehrter Beton, Verbundkonstruktionen aus Betoneisen.

Darunter versteht man eine Verbindung der beiden Baustoffe Beton und Eisen zu einer einheitlich wirkenden Tragkonstruktion, in welcher sich beide Stoffe in der Spannungsaufnahme teilen. Für die Wirkung als Verbundkonstruktion ist eine innige und unverschiebliche Verbindung der Einzelstoffe unbedingt erforderlich; sie wird durch entsprechende Formgebung der Eiseneinlagen und durch ihre Einbettung im Beton erzielt.

In dem Verbundkörper kommen die Festigkeitseigenschaften der beiden Baustoffe sich gegenseitig unterstützend zur Geltung. Während die Biegezugfestigkeit des nicht bewehrten Betons infolge seiner niedrigen Zugfestigkeit nur eine geringe ist, kann dieselbe in dem Verbundkörper so hoch gesteigert werden, als es die Druckfestigkeit des Betons oder die Zugfestigkeit des Eisens zuläßt.

Aber auch bei reiner Druckbeanspruchung zeigt der bewehrte Beton eine je nach der Stärke der Bewehrung gesteigerte Tragfähigkeit. Diese Steigerung resultiert einerseits aus der unmittelbaren Beteiligung der Eisenbewehrung an der Spannungsaufnahme, welche von den Elastizitätsverhältnissen von Beton und Eisen abhängig ist, andererseits aus der durch die Bewehrung bewirkten teilweisen Einschließung des Betons, durch welche die Querdehnung und die Bildung von Gleitflächen behindert wird. Hierüber liegen zahlreiche Versuche von C. Bach¹⁾ u. a. vor und es seien hier nur den auf S. 81 angeführten Druckversuchen des österreichischen Gewölbeausschusses mit reinen Stampfbetonkörpern jene mit den gleich dimensionierten, allerdings aus besser gemischtem Beton hergestellten bewehrten Blöcken gegenübergestellt. Diese Blöcke hatten bei 50 × 50 cm Grundfläche und 100 cm Höhe eine Längsbewehrung aus 14 im Umfange liegenden, 12 mm starken Rundeisen (0·63% der Querschnittsfläche), die durch Ringe aus 7 mm Rundeisen in 10 cm Höhenabstand verbunden waren. Der Beton war 1:3½ gemischt. Die Bruchbelastung

¹⁾ Druckversuche mit Eisenbetonkörpern. Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure, Heft 29.

der $3\frac{1}{2}$ Monate alten Blöcke betrug durchschnittlich 270 kg/cm^2 , war also mehr als doppelt so groß als jene der nicht armierten Blöcke.

Der Tragkraft und dem günstigen Verhalten des Eisenbetons kommen mehrere Umstände zustatten:

1. Die Verschiedenheit der Elastizitätsmaße von Eisen und Beton, demzufolge das viel weniger dehnbare Eisen entsprechend höhere Spannungsanteile aufnimmt.

2. Das feste Anhaften des Zementes am Eisen. Diese Haftkraft (Haftfestigkeit oder Gleitwiderstand des Eisens im Beton) vermittelt die Spannungsübertragung zwischen den beiden Baustoffen und sie ist für ihre Zusammenwirkung im Verbundkörper ein unbedingtes Erfordernis und von größter Wichtigkeit. Zahlreiche Forscher (Bauschinger, Kleinlogel, Mörsch, Bach u. a.) haben sich damit befaßt, die Größe dieser Haftfestigkeit und den Einfluß der vorhandenen Haftkraft auf die Tragfähigkeit einer Verbundkonstruktion festzustellen. Als Mittelwert der Haftfestigkeit wurde etwa 40 bis 50 kg pro 1 cm^2 Berührungsfläche gefunden, doch scheint diese nicht bloß von der Betonmischung und dem Wasserzusatz (fette, weich verarbeitete Mischungen geben größere Werte), sondern auch von Oberflächengestalt und Beschaffenheit der Eiseneinlagen abzuhängen. Man unterstützt die Wirkung der Haftfestigkeit bei den üblichen Rundeiseneinlagen durch hakenförmiges Umbiegen der Stabenden, bei Flacheisen durch aufgenietete Winkelstücke, oder durch Verwendung von Spezialeisen mit unebener Oberfläche (Thacher-, Ransomeisen etc.). Jedenfalls ist ein wirksames Einbinden von auf Zug beanspruchten Eisen nur an Stellen möglich, wo der Beton nicht selbst größeren Zugspannungen unterworfen ist.

3. Die Wärmeausdehnungskoeffizienten der beiden Baustoffe sind nahezu genau gleich groß. Temperaturänderungen wirken sonach auf den Verbund nicht schädlich ein. Dagegen werden wohl aber durch die mit der Lufterhärtung des Betons verbundenen Schwinderscheinungen (siehe oben) Spannungen, und zwar Zugspannungen im Beton und Druckspannungen im Eisen hervorgerufen, die namentlich bei durch die Belastung hinzutretendem Zuge zu Ribbildungen im Beton führen können. Solche schwache Risse (Haarrisse) auf der Zugseite des Betons sind zwar für das Tragvermögen einer richtig bewehrten Konstruktion nicht direkt gefährlich, man wird sie aber bei Brücken und anderen, wiederholten Belastungen oder dem schädlichen Einflusse der Atmosphäre oder von Rauchgasen ausgesetzten Konstruktionen nicht gerne sehen und durch entsprechend niedrige Wahl der Zuginsanspruchnahme tunlichst zu vermeiden suchen.

4. Als ein günstiges Moment ist schließlich die konservierende Wirkung der dichten Betonumhüllung auf das Eisen hervorzuheben, da sich der am Eisen haftende Zement als ein gutes Rostschutzmittel erweist. Es ist aber dazu notwendig, daß der das Eisen umhüllende Beton eine dichte, nicht zu magere Mörtelmischung enthält und in weicher Konsistenz (plastisch nicht erdfeucht) verarbeitet wird.

Theorie des Eisenbetons.

Unter der Voraussetzung, daß der Verbund ein vollkommener ist und kein Gleiten des Eisens im Beton stattfindet, müssen die beiden Baustoffe in der Berührungsfläche die gleichen Längenänderungen annehmen. Es ist sonach, wenn E_e den Elastizitätskoeffizienten des Eisens, E_b jenen des Betons, σ_e die Eisenspannung, σ_b die Betonspannung an der gleichen Querschnittsstelle bezeichnet, $\frac{\sigma_e}{E_e} = \frac{\sigma_b}{E_b}$ oder $\sigma_e = \frac{E_e}{E_b} \sigma_b$. Die Spannungen der beiden Baustoffe an der gleichen Querschnittsstelle verhalten sich demnach wie ihre Elastizitätskoeffizienten und es läßt sich der Verbundkörper hinsichtlich der Wirkung der in einem Querschnitt auftretenden Normalspannungen durch einen Körper aus einheitlichem Baustoff (Beton) ersetzen, wenn man die von dem anderen Baustoffe (Eisen) eingenommenen Querschnittsflächenteile mit dem $n = \frac{E_e}{E_b}$ fachen Betrage in Rechnung bringt.

Mit Rücksicht auf das oben besprochene elastische Verhalten des Betons müssen aber verschiedene Phasen der Beanspruchung unterschieden werden.

1. Der Verbundkörper wird auf Druck und nur in geringem Maße auf Biegung (exzentrischen Druck) beansprucht,

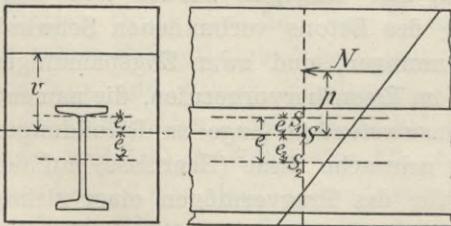


Abb. 26.

und zwar so, daß gar keine oder nur ganz geringe Zugspannungen auftreten und sich die Druckspannungen in Grenzen halten, innerhalb welcher der Elastizitätskoeffizient des Betons als konstant angesehen werden kann. Wir denken uns den Querschnitt

der Eisenbewehrung im ungeänderten Abstände von der neutralen Achse durch eine im obigen Sinne äquivalente Betonfläche ersetzt und haben dann einen Körper mit dem durchwegs gleichen Elastizitäts-

maße E_b , für den die Spannungen nach der gewöhnlichen Biegunstheorie gerechnet werden können. Bezeichnet (Abb. 26)

F_b den Betonquerschnitt,

F_e den Eisenquerschnitt,

e den Abstand der bezüglichen Schwerpunkte,

$n = \frac{E_e}{E_b}$ das Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten,

so ist die gedachte homogene Querschnittsfläche

$$F = F_b + n F_e \quad 1)$$

und es liegt deren Schwerpunkt zwischen den beiden Schwerpunkten S_1 und S_2 im Abstände e_1 vom Betonschwerpunkt

$$e_1 = \frac{n F_e}{F_b + n F_e} e \quad 2)$$

Das Trägheitsmoment, auf die ideelle Schwerachse S bezogen, wird

$$J = J_b + F_b e_1^2 + n (J_e + F_e e_2^2) \quad 3)$$

wenn J_b und J_e die Trägheitsmomente der Beton-, beziehungsweise Eisenquerschnittsfläche bezogen auf ihre bezüglichen Schwerachsen S_1 und S_2 bezeichnet. An Stelle des Beton- und Eisenquerschnittes ist sonach der einheitliche Betonquerschnitt mit dem ideellen Schwerpunkt S , der Fläche F und dem Trägheitsmomente J zu setzen und es berechnet sich die Betondruckspannung in dem Abstände v von der durch S gelegten Schwerachse aus

$$\sigma_b = \frac{N}{F} + \frac{Mv}{J}$$

die Eisenspannung im Abstände v' von dieser Achse aus

$$\sigma_e = n \left(\frac{N}{F} + \frac{Mv'}{J} \right).$$

Hierin ist N die den Querschnitt beanspruchende Druckkraft und M ihr auf die ideelle Schwerachse bezogenes Moment.

Die Randspannungen im Beton und Eisen werden aus den vorstehenden Formeln erhalten, wenn darin für v , beziehungsweise v' die Randabstände des Beton-, beziehungsweise Eisenquerschnittes von der durch S gehenden Achse eingesetzt werden. Bestimmt man aus den Querschnittsgrößen F und J die Kernpunkte

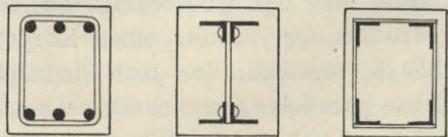


Abb. 27.

des ideellen Querschnittes, so wird die Spannungsverteilung auch durch die auf S. 18 in Abb. 3 angegebene Konstruktion erhalten.

Ist die Eisenbewehrung symmetrisch zur Betonschwerachse, so fallen die Schwerpunkte S_1 , S_2 und S zusammen und es ist $J = J_b + n J_e$.

In der Anwendung der obigen Formeln macht es keinen Unterschied, ob die Eisenbewehrung selbst ein steifes Profil besitzt, oder aus Einlagen (Rund- oder Flacheisen) besteht, deren eigenes Trägheitsmoment nur sehr gering ist. Kommt aber auf solche nicht steife Eiseneinlagen eine größere Druckbeanspruchung, so soll ihr Ausknicken nicht bloß durch den sie umhüllenden Beton behindert sein, sondern man wird sie in den Beton durch Bügel einbinden oder durch entsprechend nahe gelegte Querverbände zu einem tragenden Querschnitt vereinigen (Abb. 27).

2. Der Querschnitt des Verbundkörpers wird durch eine stark exzentrisch angreifende Axialkraft oder bloß durch ein Biegemoment beansprucht, so daß größere Zugspannungen und überhaupt Spannungen von solcher Verschiedenheit

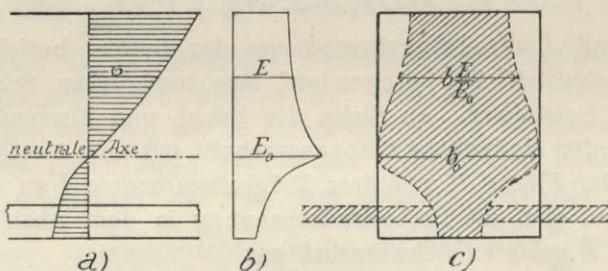


Abb. 28.

auftreten, daß die Annahme eines konstanten Elastizitätskoeffizienten für Beton nicht mehr als zutreffend erscheint.

Es gilt hier nicht mehr das lineare Verteilungsgesetz für die Normalspannungen, vielmehr ändern sich diese nach einer Kurve, welche unter Voraussetzung eben bleibender Querschnitte dem Dehnungsdiagramme des Betons entspricht (Abb. 28 a). Würde man dieses Diagramm, beziehungsweise die Veränderlichkeit des Elastizitätskoeffizienten und auch die Lage der neutralen Achse kennen, so könnte man den Querschnitt des Verbundkörpers wieder durch den gedachten Querschnitt eines Körpers von durchaus gleicher Elastizität E_0 ersetzen, den man dadurch erhielte, daß die zur neutralen Achse parallelen Querschnittssehnen in dem Verhältnis $E : E_0$ reduziert werden (Abb. 28 c). Für den Ersatz der Eisenflächen wäre der Multiplikationsfaktor $E_e : E_0$.

Mit dieser allgemeinen Behandlung (nach Autenrieth, Mörsch u. a.) ist aber nicht viel anzufangen, da erstlich die Arbeitslinie (Dehnungs-

diagramm) bekannt sein müßte, diese aber für jede Betonsorte verschieden und in ihrem Verlaufe insbesondere auf der Zugseite überhaupt nur durch vereinzelte Versuche festgestellt worden ist, und weil zweitens, auch wenn die Arbeitslinie für die verwendete Betonsorte gegeben wäre, die Lage der neutralen Achse (Nullinie) auch bei einfachen Querschnitten nicht direkt angegeben werden kann, sondern erst durch Probieren gefunden werden müßte.

Bezeichnet nämlich

N die Axialkraft,

M_0 ihr Moment bezogen auf die Nullinie,

σ_0 die Spannung im Abstand 1 von der Nullinie,

Σ das statische Moment } des reduzierten Querschnittes
 J das Trägheitsmoment } (Abb. 28 c), bezogen auf die Nullinie,

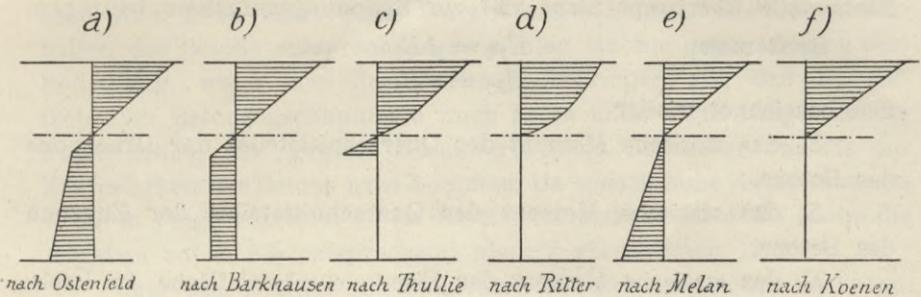


Abb. 29.

so müssen die Gleichungen erfüllt sein

$$\begin{aligned} \sigma_0 \Sigma &= N \quad 4) \\ \sigma_0 J &= M_0 \quad 5) \end{aligned}$$

Um zu brauchbaren Näherungsverfahren für die Berechnung der auf Biegung beanspruchten Eisenbetontragwerke zu gelangen, ersetzen wir die Arbeitskurve des Betons durch einfache, einer mathematischen Behandlung zugängliche Linien. Die verschiedenen dafür gemachten Annahmen sind durch die Abb. 29 a bis f dargestellt.

Von diesen sich mehr oder weniger der theoretischen Spannungs-kurve anschließenden Annahmen hat in der Praxis jene Berechnungs-weise als die einfachste jetzt allgemein Eingang gefunden, welche (Abb. 29 f) die Zugwirkung des Betons ganz außer Betracht läßt und in der Druckzone geradlinige Spannungsänderung, also konstanten Elastizitätskoeffizienten E_b , annimmt. Die Zugspannungen müssen hier ganz vom Eisen getragen werden und es entspricht dies eigentlich jenem Zustande, bei dem bereits ein durchgehender Zugriß im Beton

entstanden ist. Tatsächlich wird aber, so lange noch ein Zusammenhang besteht, der Beton auch auf der Zugseite einen gewissen Widerstand äußern und sich an der Aufnahme der Zugkräfte beteiligen.

Will man diesen Zugwiderstand berücksichtigen und einen, wenigstens angenäherten Aufschluß über die Größe der im Beton auftretenden Zugspannungen erhalten, so empfiehlt sich das Berechnungsverfahren nach der Annahme der Abb. 29 e, wonach auch für die Zugzone des Betons eine lineare Spannungsverteilung, sonach ein konstanter Elastizitätskoeffizient E_{bz} eingeführt wird, der aber kleiner als der Koeffizient der Druckelastizität E_b ist. Dieses Verfahren führt zu noch verhältnismäßig einfachen Berechnungsformeln und der Fehler, den man dadurch begeht, daß in der Nähe der Nulllinie die Betonzugspannungen zu klein angenommen werden, ist nicht von großem Belange, da die an der Nulllinie liegenden Querschnittsflächenteile überhaupt nicht viel zur Spannungsaufnahme beitragen.

$$\text{Setzt man} \quad E_{bz} = \mu E_b \\ E_e = n E_b$$

und bezeichnet wieder

Σ_d das statische Moment des Querschnittsteiles der Druckzone des Betons,

Σ_z das statische Moment des Querschnittsteiles der Zugzone des Betons,

Σ_e das statische Moment der Eisenquerschnittsfläche (im Dreh-sinn der Zugrichtung),

J_d das Trägheitsmoment des Querschnittsteiles der Druckzone des Betons,

J_z das Trägheitsmoment des Querschnittsteiles der Zugzone des Betons,

J_e das Trägheitsmoment der Eisenquerschnittsfläche,

N die Axialkraft,

M_0 das äußere Angriffsmoment; dieses sowie sämtliche statische und Trägheitsmomente bezogen auf die Nulllinie (neutrale Achse) des Querschnittes, endlich

σ_0 die Betondruckspannung im Abstände 1 von der Nulllinie, so hat man analog den Gleichungen 4) und 5) zur Bestimmung der Lage der Nulllinie und der Spannung σ_0 die beiden Gleichungen:

$$\sigma_0 [\Sigma_d - \mu \Sigma_z - n \Sigma_e] = N \dots \dots \dots 6)$$

$$\sigma_0 [J_d + \mu J_z + n J_e] = M_0 \dots \dots \dots 7)$$

Mit $\mu = 1$, d. i. $E_{bz} = E_b$ wird diese Berechnungsweise identisch mit jener, die oben unter Punkt 1) behandelt wurde. Wir wollen sie

mit Berechnungsnorm I bezeichnen. Sie gibt für stärkere Biegebbeanspruchung die Betondruckspannung und die Eisenzugspannung zu klein, die Betonzugspannung zu groß.

Mit $\mu = 0$ entspricht die Berechnung der Annahme nach Abb. 29 f, d. i. der Weglassung der Zugwirkung des Betons. Wir bezeichnen sie mit Berechnungsnorm II. Diese liefert, so lange nicht tatsächlich Zugrisse im Beton auftreten, die Druckspannung im Beton, sowie die Eisenzugspannung mit etwas zu großen Werten. Die bei uns und anderwärts geltenden Vorschriften für Eisenbetonbauten schreiben aber diese Berechnungsweise vor, um den Nachweis zu erbringen, daß die auftretenden Spannungen innerhalb der zulässigen Grenzen der Druckbeanspruchung des Betons und der Zugbeanspruchung des Eisens bleiben.

Die dritte Berechnungsweise, Berechnungsnorm III (Annahme nach Abb. 29 e), führt einen Wert μ ein, der dem elastischen Verhalten des Betons entsprechend zu wählen ist. Sie gewinnt dann eine Bedeutung, wenn man den Nachweis erbringen will, daß die auftretenden Betonzugspannungen noch keine unbedingte Reißgefahr zur Folge haben, also gewisse Grenzwerte nicht überschreiten, die der Zugfestigkeit des Betons nahe kommen. Da sonach hohe Zugspannungswerte in Frage kommen, so ist der Elastizitätskoeffizient E_{b_z} (siehe die Angaben auf S. 83) entsprechend niedrig anzunehmen.

Über den Elastizitätskoeffizienten des Betons wurden im vorangehenden Paragraphen Angaben gemacht, aus denen hervorgeht, daß je nach dem Mischungsverhältnis und dem Alter des Betons der Wert von E_b zwischen $\frac{1}{20}$ und $\frac{1}{8}$ des Elastizitätskoeffizienten E_e des Eisens gelegen ist, und daß E_{b_z} für hohe Zugspannungen bis auf $\frac{1}{3} E_b$ herabsinkt. Man hat sich jetzt zumeist darauf geeinigt, mit dem Mittelwerte $E_b = \frac{1}{15} E_e$, sonach mit $n = 15$ zu rechnen. Für μ ist der Wert $\mu = 0.3$ bis 0.4 anzunehmen.

Die in Österreich geltende „Vorschrift über die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen für Straßenbrücken“ (vom November 1907) enthält hinsichtlich der Berechnungsweise der Betoneisenbrücken folgende Bestimmungen:

„Die statische Berechnung der inneren Spannungen ist unter folgenden Annahmen durchzuführen: a) Ursprünglich ebene Querschnitte bleiben bei einer Formänderung des Körpers eben; b) die Formänderungszahl (Elastizitätsmodul) des Betons für Druck ist mit 140.000 kg/cm^2 , gleich dem 15. Teile von jener des Eisens (2,100.000) anzunehmen; c) die größten Spannungen des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug sind unter der Voraussetzung zu ermitteln, daß der Beton keine Normalzugspannungen aufnehme (s. Berechnungsnorm II); d) bei

den auf Biegung beanspruchten Tragwerken sind auch die größten Spannungen des Betons auf Zug, und zwar unter Annahme einer Formänderungszahl des Betons für Zug von 56.000 kg/cm^2 , gleich dem 0,4fachen Betrage von jener des Betons für Druck, nachzuweisen (s. Berechnungsnorm III); e) bei der Berechnung der elastischen Formänderungen und der äußeren Kräfte statisch unbestimmter Tragwerke ist die aus dem vollen Betonquerschnitte und aus der 15fachen Fläche der Längseisen gebildete ideelle Querschnittsfläche sowie eine für Druck und Zug im Beton gleich große Formänderungszahl in Rechnung zu stellen." (Annahme der Berechnungsnorm I.)

Für die im Bezirk der kön. preuß. Eisenbahndirektion Berlin auszuführenden Ingenieurbauten (Brücken) aus Eisenbeton sind (1906) folgende Bestimmungen erlassen worden: a) Die größten Druckspannungen in Beton und die Eisenzugspannungen sind unter der Voraussetzung zu ermitteln, daß der Beton keine Zugspannungen aufnimmt (Berechnungsnorm II), und daß die Verhältniszahl der Elastizitätskoeffizienten $n=10$ ist; b) es ist auch die Betonzugspannung nachzuweisen, und zwar ist diese unter der Annahme zu berechnen, daß die Formänderungszahl des Betons für Zug und Druck die gleiche ist (Berechnungsnorm I) und gleich $\frac{1}{10}$ von jener des Eisens.

Der neue Entwurf der schweizerischen Kommission für Eisenbeton (1909) setzt fest, daß bei exzentrischer Druckbelastung die Zugwirkung des Betons nur insoweit in Rechnung zu ziehen ist, als die nach Phase I (mit $n=10$ und $\mu=1$) berechnete Betonzugspannung 10 kg/cm^2 nicht überschreitet. Bei einem größeren Rechnungswerte dieser Spannung und sonach auch immer im Falle der reinen Biegungsbeanspruchung hat die Berechnung der Spannungen mit Weglassung der Zugwirkung des Betons (also nach Berechnungsnorm II) zu erfolgen, wobei aber für das in der Zugzone gelegene Eisen die 20fache Fläche ($n=20$), für das in der Druckzone gelegene Eisen jedoch nur die 10fache Fläche ($n=10$) einzuführen ist.

a) Rechteckbalken. Die oben aufgestellten allgemeinen Gleichungen 6) und 7) liefern, auf einen rechteckigen Betonquerschnitt angewendet, die nachstehenden Berechnungsformeln. Es bezeichnet (Abb. 30)

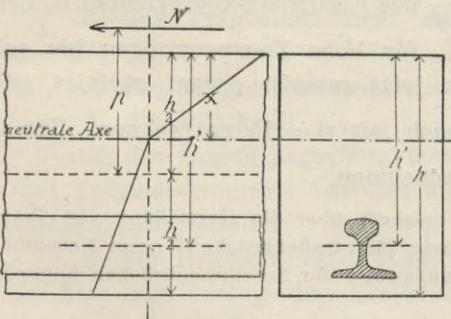


Abb. 30.

h Höhe, b Breite des Balkens,
 F_e Fläche des Eisenquerschnittes,

h' Abstand des Eisenschwerpunktes vom Druckrande des Betons,

x Abstand der neutralen Achse vom Druckrande des Betons,

$M = Np$ das Angriffsmoment, bezogen auf die Mittelachse (Schwerpunkt) des Betonquerschnitts. Dann ist

$$\sigma_0 \left[\frac{1}{2} b x^2 - \mu \frac{1}{2} b (h - x)^2 - n F_e (h' - x) \right] = N \quad \dots \quad 8)$$

$$\sigma_0 \left[\frac{1}{3} b x^3 + \mu \frac{1}{3} b (h-x)^3 + n (J_e + F_e (h'-x)^2) \right] = N \left(p + x - \frac{h}{2} \right) \quad 9)$$

Durch Division der beiden Gleichungen¹⁾ erhält man eine kubische Bestimmungsgleichung für x . Ist daraus die Lage der neutralen Achse ermittelt, so kann σ_0 aus einer der beiden Gleichungen berechnet werden, womit sich dann auch die Randspannungen ergeben, nämlich

$$\left. \begin{array}{l} \text{Betondruck } \sigma_{b a} = \sigma_0 x \\ \text{Betonzug } \sigma_{b z} = -\mu \sigma_0 (h-x) \\ \text{Eisenspannung oberer Rand } \sigma_e = -n \sigma_0 a_1 \\ \text{Eisenspannung unterer Rand } \sigma_e = -n \sigma_0 a_2 \end{array} \right\} \dots 10)$$

wenn a_1 und a_2 die Abstände der Ränder des Eisenquerschnittes von der neutralen Achse.

Ist die Axialkraft Null, der Querschnitt nur von einem Biegemomente beansprucht, so folgt x aus Gleichung 8). Setzt man $F_e = \alpha \cdot b \cdot h$ (α = Armierungsziffer), so ergibt sich in diesem Falle

$$x = \frac{h}{1-\mu} \left[-(\mu + n\alpha) + \sqrt{(\mu + n\alpha)^2 + (1-\mu) \left(\mu + 2n\alpha \frac{h'}{h} \right)} \right] \quad 11)$$

und

$$\sigma_0 = M : \left\{ \frac{1}{3} \mu b h (h-x)^2 + n \left[J_e + F_e (h'-x) \left(h' - \frac{1}{3} x \right) \right] \right\} \quad 12)$$

womit die Randspannungen wieder nach den Gleichungen 10) zu berechnen sind.

Die vorstehenden Gleichungen geben die allgemeine Lösung für den Rechteckquerschnitt. Sie gelten für eine Armierung mit steifen Profileisen oder mit Rundeisen.

Bei der Berechnung auf Grund der Annahme II (Weglassung der Zugwirkung des Betons) ist in den Formeln $\mu = 0$ zu setzen.

b) Plattenbalken. Für den im Druckgurt durch eine Platte verstärkten Balken (Abb. 31) sei

- b Breite des Balkens,
- h Höhe des Balkens,
- b_1 Breite der Platte,

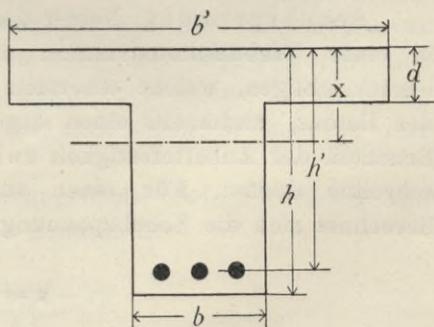


Abb. 31.

¹⁾ Da der Eisenquerschnitt mit in die Rechteckfläche eingerechnet wurde, so sollte in den Gleichungen anstatt n richtig $n-1$ gesetzt werden, was aber bei der Größe von n ohne Bedeutung ist.

d Dicke der Platte,

$(b_1 - b) d =$ Querschnitt der Platte $= \beta \cdot b h$,

$F_e = \alpha \cdot b h$ Querschnitt der aus Rundeisen bestehenden Zugarmierung,

α Armierungsziffer, auf die Fläche $b h$ des Balkens bezogen,

h' Abstand des Schwerpunktes der Eisen vom oberen Druckrande,

x Abstand der neutralen Achse vom Druckrande.

Der Querschnitt sei bloß durch ein Biegemoment M beansprucht. Dann folgt aus Gleichung 8)

$$x = \frac{h}{1 - \mu} \left[-(\beta + n\alpha + \mu) + \sqrt{(\beta + n\alpha + \mu)^2 + (1 - \mu) \left(\beta \frac{d}{h} + 2n\alpha \frac{h'}{h} + \mu \right)} \right] \quad 13)$$

Das Trägheitsmoment berechnet sich damit aus

$$J = \frac{1}{3} \left[b_1 x^3 - (b_1 - b) (x - d)^3 + \mu b (h - x)^3 \right] + n F_e (h' - x)^2 \quad 14)$$

Die größten Spannungen im Beton

$$\sigma_{ba} = \frac{M}{J} x$$

$$\sigma_{bz} = -\mu \cdot \frac{M}{J} (h - x)$$

Die Zugspannung im Eisen

$$\sigma_e = n \frac{M}{J} (h' - x)$$

Diese Formeln geben auch wieder mit $\mu = 0$ die Berechnung auf Grund der Annahme II.

Schubspannung. Neben den Normalspannungen sind noch die in einer Verbundkonstruktion auftretenden Schubspannungen zu berücksichtigen, welche einerseits die zulässige Scherbeanspruchung des Betons, andererseits einen durch den Sicherheitsgrad normierten Bruchteil der Anhaftefestigkeit zwischen Beton und Eisen nicht überschreiten dürfen. Für einen auf Biegung beanspruchten Balken berechnet sich die Schubspannung in der neutralen Achse aus

$$\tau = \frac{Q \Sigma_d}{J \cdot b} \dots \dots \dots 15)$$

worin Q die maximale Querkraft, Σ_d das statische Moment des Druck- (oder Zug-) Querschnittes, bezogen auf die neutrale Achse, J das Trägheitsmoment des wirksamen Querschnittes und b die Breite in der neutralen Achse bezeichnet.

Überschreitet die aus 15) folgende Schubspannung die zulässige Scherbeanspruchung des Betons, so sind besondere Vorkehrungen gegen das Abscheren des Betons erforderlich. Diese bestehen entweder in einem Aufbiegen der Zugeisen unter 45° oder in der Einlage lotrechter oder schrägliegender Bügel aus Rund- oder Flach-eisen. Diese Eisen beteiligen sich an der Aufnahme der Schubkräfte oder der in der neutralen Achse ihnen gleichen Hauptzugspannungen. Bezeichnet f_e den Querschnitt der in der Trägerlänge λ aufgebogenen Zugeisen oder den auf diese Strecke entfallenden Bügelquerschnitt, σ_2 die Zug-, beziehungsweise Scherspannung im Eisen, σ_1 die vom Beton aufgenommene Scherspannung, so ist die Schubkraft in der Länge λ

$$Q \frac{\Sigma d}{J} \lambda = \sigma_1 b \lambda + \sigma_2 f_e$$

woraus

$$\lambda = \frac{\sigma_2 f_e}{Q \frac{\Sigma d}{J} - b \sigma_1} \dots \dots \dots 16)$$

Die Spannungen σ_1 und σ_2 können eigentlich nicht willkürlich angenommen werden, da sie in einem gewissen Verhältnisse stehen, das, solange der Verbund ein vollkommener ist, durch die Schubelastizität der beiden Baustoffe bestimmt ist. σ_1 soll die zulässige Scherbeanspruchung des Betons (ca. 4 kg/cm^2) nicht überschreiten, demnach kann auch für σ_2 kein zu hoher Wert, im Maximum etwa $80 \sigma_1$ bis $100 \sigma_1$, d. i. 300 bis 400 kg/cm^2 , angenommen werden.

Nach Gleichung 16) kann λ aus der Querkraft Q für ein gegebenes f_e an einzelnen Stellen des Trägers berechnet werden. Diese berechneten Werte von λ tragen wir von der Trägerachse zur Hälfte nach oben und unten auf und ziehen zwischen den erhaltenen Kurven einen Linienzug aus senkrechten und unter 45° geneigten Linien, welche uns die Abstände der abzubiegenden Zugeisen oder der Bügel bestimmen (Abb. 32).

Haftspannung. In der Trennungsfläche zwischen Beton und Eisen wirkt pro Flächeneinheit eine Schubkraft

$$\tau_s = \frac{Q n F_e (h' - x)}{J \cdot U}$$

worin $F_e (h' - x)$ das statische Moment der Eisenquerschnittsfläche in bezug auf die neutrale Achse und U den Umfang der Eisen bedeutet. Bei Profileisen (**I**, **I**-Eisen) wäre als Umfang die kleinste

umschriebene Figur zu rechnen. Berücksichtigt man, daß die Eisen-
spannung $\sigma_e = n \frac{M}{J} (h' - x)$ ist, so folgt auch

$$\tau_s = \frac{Q F_e}{M \cdot U} \sigma_e \dots \dots \dots 17)$$

Hierin sind M und σ_e zusammengehörige Werte, d. h. für $\sigma_e =$
zulässiger Eisenspannung ist für M der Maximalwert des Momentes
einzusetzen.

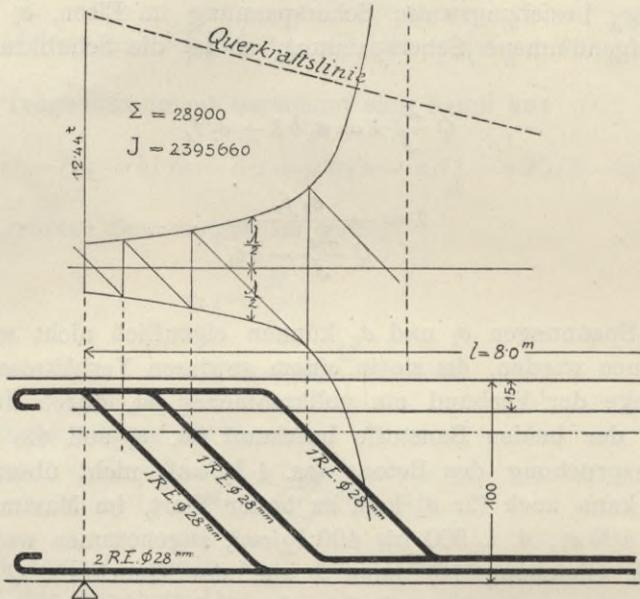


Abb. 32.

Der sich aus dieser Formel ergebende Spannungswert darf die
als zulässig angesehene Haftspannung nicht überschreiten. Für
Rundeisenarmierung muß hiernach der Durchmesser $d \geq 4 \frac{\tau_s}{\sigma_e} \frac{M}{Q}$
gewählt werden, worin für M und Q die Größtwerte einzusetzen sind.

Auch in einem auf reinen Druck beanspruchten Verbundkörper wird die
Haftfestigkeit in Anspruch genommen, da nur durch sie die der Verschiedenheit
der Elastizitätsmodule der beiden Baustoffe entsprechende Ungleichheit ihrer
spezifischen Spannungen herbeigeführt wird. Ein Betonprisma mit dem Beton-
querschnitt F_b und der Eisenquerschnittsfläche der Längsarmierung $F_e = \alpha F_b$ sei
mit dem über seine Endflächen gleichmäßig verteilten Drucke P belastet. Die
Druckspannung im Beton, sowie im Eisen, an den Endflächen ist $\sigma_o = \frac{1}{1 + \alpha} \cdot \frac{P}{F_b}$;

Diese Verminderung ist aber bei bewehrtem Beton erfahrungsgemäß geringer als bei nicht bewehrtem, insbesondere hat eine reichliche Querarmierung durch naheliegende Bügel einen günstigen Einfluß, indem sie die Druckfestigkeit des Säulenbetons der Würfel- festigkeit näher bringt. Die oben (S. 84) angeführten günstigen Versuchsergebnisse mit armierten Betonblöcken dürften weniger der schwachen Längsarmierung als den nur in 10 cm Abstand liegenden Ringbügel zuzuschreiben sein.

Die Längsarmierung hat die Wirkung einer Vergrößerung der Druckfläche, wodurch die Traglast nach Formel 18) erhöht wird. Es kommt bei Anwendung dieser Formel allerdings auf die Größe des Übertragungskoeffizienten n an. Wir rechnen, wie oben bemerkt, nach den deutschen und österreichischen Vorschriften mit $n = 15$, wiewohl für halbwegs guten Beton und nicht zu hohen Druck n nicht viel höher als 10 ist. (Schweizerische Vorschriften.) Nach Versuchen von Professor Mörsch scheint aber eine Vermehrung der Längsarmierung über eine gewisse Grenze (wenn F_c etwa mehr als 2% von F_b beträgt) die Tragkraft nicht in dem Maße zu vergrößern, als es der Formel 18) entsprechen würde, was wohl damit zu erklären ist, daß bei so stark beanspruchten Säulen die schiefen Scherkräfte nicht mehr genügend Widerstand finden und die Zerstörung durch diese hergeführt wird. Von den geprüften Säulen mit 25 cm Querschnitts- seite ergaben welche

mit	1·13	2·01	4·52 % Längsarmierung
eine Bruchlast von	168	170	190 kg/cm ²
sonach ein Verhältnis	1	: 1·012	: 1·131
rechnungsmäßig hätte dieses Verhältnis nach Formel 18) mit $n = 15$			
betragen sollen	1	: 1·112	: 1·434.

Es ist allerdings dazu zu bemerken, daß der Bügelabstand bei allen drei Armierungen derselbe, gleich 25 cm, war und daß sich bei kleinerem Bügelabstande für die stärker armierten Säulen voraussichtlich größere Bruchlasten ergeben hätten. Es geht dies aus den oben zitierten Druckversuchen mit Eisenbetonkörpern von C. v. Bach hervor, welche den Einfluß der Bügelentfernung auf die Bruchlast deutlich erkennen lassen. Von drei Serien von Versuchsprismen von 25 cm Seitenlänge, die sämtlich mit 1·13% längs armiert waren, aber verschiedenen Bügelabstand hatten, ergab sich

bei einem Bügelabstande von	25	12½	6¼ cm
als durchschnittliche Bruchlast	168	177	205 kg/cm ² .

Der Abstand der Querbügel spielt sonach für das Tragvermögen

einer Säule eine nicht unwichtige Rolle; im allgemeinen soll er, um die Betonfestigkeit seiner Würfeldruckfestigkeit nahe zu bringen, nicht viel größer als die kleinere Seitenlänge der Säule, aber auch nicht größer als etwa 40 cm gemacht werden. Die Bügel sollen auch nahe genug liegen, um die Längseisen auf die Bügelentfernung gegen selbständiges Ausknicken zu sichern; hierfür würde aber bei Rundeisen etwa der 20fache Durchmesser als Bügelabstand genügen. Abb. 33 und 34 zeigen die üblichen Anordnungen der aus schwachen Rundeisen bestehenden Querbügel bei rechteckigen Säulenquerschnitten.

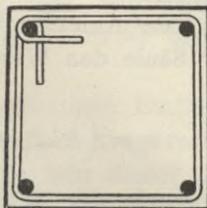


Abb. 33.

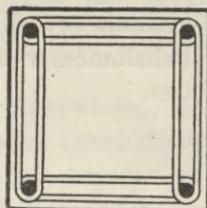


Abb. 34.

Längsarmierungen aus Rundeisen mit über 2% Querschnittsfläche und dem üblichen Bügelabstande geben nach den bisher vorliegenden Erfahrungen keine volle Ausnutzung; sie sind daher besser zu vermeiden oder doch nur mit sehr nahe liegenden Bügeln zu verwenden.

Die österreichischen Vorschriften für Betonbrücken setzen die zulässige Beanspruchung von Druckgliedern aus Eisenbeton (σ_b in Formel 18) bei zentrischer Belastung mit zirka $\frac{3}{4}$, für Druckglieder aus nicht bewehrtem Beton mit zirka 0,6, von jener für die zulässige Druckbeanspruchung bei Biegung fest. (Siehe S. 108.) Es soll aber bei den ersteren die Fläche der Längsarmierung mindestens 0,8% der ganzen Querschnittsfläche betragen; macht sie mehr als 2% dieser Fläche aus, so darf der Mehrbetrag an Fläche der Längseisen über 2% nur mit dem vierten Teile in Rechnung gebracht werden. Die Querverbände sind in Abständen höchstens gleich dem kleinsten, durch den Schwerpunkt des Querschnittes gezogenen Durchmesser des Druckgliedes anzuordnen.

Der Entwurf der neuen Schweizer Vorschriften (1909) führt für die Berechnung der Druckglieder aus Eisenbeton in Formel 18) den Koeffizienten $n=10$ ein; er setzt ferner die zulässige Beanspruchung bei zentrischem Drucke auch ungefähr gleich $\frac{3}{4}$ von jener bei Druck infolge Biegung, doch sind diese zulässigen Ziffern höher als nach der österreichischen Verordnung (siehe S. 110). Er bestimmt ferner, daß die Längsarmierung mindestens 0,6% der Betonquerschnittsfläche betragen soll und daß die ideelle Fläche $F_b + n F_e$ nicht mit mehr als $1,5 F_b$ eingeführt werden darf, was allerdings Armierungsziffern bis zu 5% zuläßt.

Bei Druckgliedern mit einer im Verhältnis zum Durchmesser großen Länge kommt die Knickgefahr in Frage. Die Anwendung der Eulerschen Formel, wie sie die amtlichen Bestimmungen Preußens unter Einführung einer 10fachen Sicherheit enthalten, ist aber hier nicht am Platze, da wir es nicht mit so schlanken Säulen zu tun haben, bei welchen das Ausknicken ohne Überschreitung der Elastizitätsgrenze eingeleitet werden kann. Die Dimensionierung muß daher

auf Grund von Erfahrungswerten erfolgen, welche allerdings noch nicht in einem für eine abschließende Beantwortung der Frage ausreichenden Maße vorliegen¹⁾.

Nach den österreichischen Vorschriften hat eine Berücksichtigung der Knickgefahr durch Einführung einer verminderten Betonbeanspruchung σ_k anstatt σ_b in Formel 18) dann zu erfolgen, wenn das Verhältnis $l:i$, d. i. freie Knicklänge zum kleinsten Querschnittsträgheitshalbmesser der Säule den Wert 20 überschreitet, und es ist zu setzen

$$\sigma_k = \left(1.12 - 0.006 \frac{l}{i} \right) \sigma_b.$$

Nach dem Entwurfe der schweizerischen Vorschriften ist die Verminderung der spezifischen Belastung bei zentrischem Drucke erst dann geboten, wenn die totale Länge des Druckgliedes seine 20fache kleinste Seitenlänge überschreitet, d. i. für den Rechteckquerschnitt, wenn $l:i > 68$, und zwar ist anzunehmen

$$\sigma_k = \sigma_b : 1 + 0.0001 \left(\frac{l}{i} \right)^2.$$

Die beiden Formeln geben für den Abminderungskoeffizienten $\eta = \sigma_k : \sigma_b$ ziemlich übereinstimmende Werte. Derselbe beträgt nämlich

	nach der österreich. Formel	nach der Schweizerformel
für $\frac{l}{i} = 20$	1.00	—
40	0.88	—
60	0.76	0.74
80	0.64	0.61
100	0.52	0.50
120	0.40	0.41

Während aber die österreichischen Vorschriften für σ_b die kleinere zulässige Druckbeanspruchung für zentrischen Druck einzuführen verlangen, kann nach den schweizerischen Bestimmungen dafür die größere Ziffer für Druck bei Biegung gesetzt werden. Die österreichischen Berechnungsvorschriften sind demnach, da auch die zulässigen Beanspruchungen selbst niedriger normiert sind, beträchtlich strenger. Sie verlangen überdies konsequenterweise auch bei exzen-

¹⁾ Ein wertvolles Materiale hierzu werden die jetzt zur Durchführung gebrachten Säulenversuche des österreichischen Betoneisenausschusses sowie auch jene des umfangreichen Programmes der deutschen Eisenbetonversuche liefern.

trischer Belastung, wenn $l:i > 20$ ist, eine Herabsetzung der zulässigen Randdruckspannung. Diese Verminderung soll das $\frac{(1-\eta)}{\eta}$ fache der für zentrischen Druck zulässigen Beanspruchung betragen. Diese Regel setzt voraus, daß Druckglieder aus Eisenbeton mit einem größeren Schlankheitsverhältnis als $l:i=90$ bis 100 keine Anwendung finden.

Es wurde bereits auf den günstigen Einfluß hingewiesen, den entsprechend naheliegende Bügel auf die Tragkraft eines Druckgliedes nehmen. In noch verstärktem Maße tritt dieser Einfluß bei der von Considère in den Eisenbetonbau eingeführten Konstruktion des umschnürten Betons (Beton fretté) in Erscheinung. Bei dieser sind die Bügel durch eine im Umfang des Druckgliedes liegende und die Längseisen umschließende Rundeisenspirale ersetzt (Abb. 35). Durch diese Ummantelung des Betonkernes wird infolge der behinderten Querdehnung eine merkliche Erhöhung seiner Druckfestigkeit erzielt. Aus den darüber vorliegenden, verschiedenorts durchgeführten Versuchen

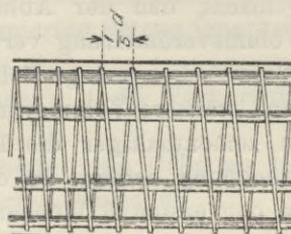
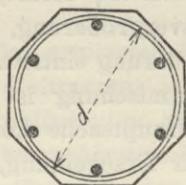


Abb. 35.

kann gefolgert werden, daß die Spiralarmierung für die Erhöhung der Traglast einer Säule etwa doppelt (Considère findet 2,4mal) so viel leistet als eine gleich schwere Längsarmierung. Es darf aber die Ganghöhe der Spirale $\frac{1}{5}$ ihres Wickeldurchmessers nicht überschreiten, bei höherer Armierung wäre $\frac{1}{8}$ zu nehmen; auch soll zu einer starken Spiralarmierung keine zu schwache Längsarmatur gewählt werden, sondern es soll das Verhältnis der Gewichte der Längsarmatur zur Spiralarmierung 1:2 bis 1:3 betragen. Bei Biegungsbeanspruchung kann auf eine Mitwirkung der Spirale nicht gerechnet werden.

Die praktische Dimensionierung der Druckglieder aus umschnürten Beton erfolgt auf Grund der von Considère aufgestellten empirischen Regel, wonach die Spirale durch eine gleich schwere Längsarmierung ersetzt gedacht und mit dem 2- bis 2,4fachen Wirkungsgrade in Rechnung gebracht wird.

Die österreichischen Vorschriften enthalten folgende Bestimmungen: Bei Druckgliedern aus umschnürten Beton ist zu setzen:

$$P = (F_b + 15 F_e + 30 F_s) \sigma_b$$

worin F_b den vollen Betonquerschnitt, F_e die Querschnittsfläche der Längseisen und F_s die Querschnittsfläche eines gedachten Längseisens bedeutet, dessen Gewicht gleich jenem der schraubenförmigen Quereinlage ist, beide Gewichte auf die Längeneinheit des Druckgliedes bezogen¹⁾. Die so gebildete ideelle Fläche des Druckgliedes darf aber nicht mehr als $1.4 (F_b + 15 F_e)$ oder auch nicht mehr als $1.9 F_b$ betragen.

Durch den 1909 erschienenen Erlaß des preußischen Arbeitsministeriums wird die gleiche Berechnungsweise vorgeschrieben. Als Grenzwert der ideellen Fläche ist $2 F_b$ angesetzt.

Die schweizerische Kommission für armierten Beton (1909) schlägt vor

$$P = (F_b + 10 F_e + 24 F_s) \sigma_b$$

mit dem Grenzwert

$$P = 2 F_b \sigma_b.$$

4. Die Anfangsspannungen im armierten Beton infolge des Schwindens beim Erhärten an der Luft. Bei Besprechung der Eigenschaften des Betons wurde (auf S. 77) darauf aufmerksam gemacht, daß der Abbindeprozeß des Zementes immer mit einer Volumsveränderung verbunden ist, derart, daß beim Erhärten unter Wasser eine geringe Volumsvergrößerung, beim Erhärten an der Luft eine stärkere Volumsverminderung eintritt. Letztere ist um so größer, je zementhaltiger die Betonmischung ist und je rascher die Austrocknung erfolgt. In der Hauptsache kommt das Schwinden schon in den ersten 6 Wochen zur Erscheinung, doch erstreckt es sich in abnehmendem Maße noch auf einen längeren Zeitraum.

Die Größe des linearen Schwindmaßes wurde durch Versuche von Considère, Bach und in eingehender und genauer Weise insbesondere von Schüle²⁾ ermittelt. Considère fand an Probekörpern aus Portlandzementmörtel (1:2¹/₂) nach 9 Wochen das Schwindmaß 0.0005;

v. Bach an Probekörpern aus Beton (1:4) nach einem Jahre 0.00043;

Schüle an Probekörpern aus Portlandzementmörtel (1:3) nach 4 Wochen 0.00051, nach 1¹/₂ Jahren 0.00082.

Im Verbunde mit Eisen ist der Beton am Schwinden behindert und es hat daher der armierte Beton ein kleineres Schwindmaß als der nicht armierte. Dieses ist unter sonst gleichen Verhältnissen von der Stärke der Armierung abhängig. Schüle fand für Probekörper, mit den gleichen Abmessungen und aus demselben Portlandzementmörtel wie oben, das Schwindmaß

¹⁾ Ist f_s die Querschnittsfläche des zur Spirale verwendeten Rundeisens, D der Durchmesser und e die Ganghöhe der Spirale, so ist $F_s = \frac{\pi D}{e} f_s$.

²⁾ Mitteilungen der eidgen. Materialprüfungsanstalt. Heft 13, Zürich 1909.

bei 1·22⁰/₀ Armierung nach 4 Wochen 0·00032, nach 1 Jahr 0·00050
 „ 2·41⁰/₀ „ „ 4 „ 0·00030, „ 1 „ 0·00035
 für eine andere Zementmarke ergab sich

bei 1·22⁰/₀ Armierung nach 4 Wochen 0·00037, nach 1 Jahr 0·00039
 „ 2·41⁰/₀ „ „ 4 „ 0·00035, „ 1 „ 0·00037

Bei armiertem Beton ist sonach die Zunahme der Schwindung, sobald das erste Erhärtungsstadium überschritten ist, nur mehr sehr gering. Mit der zunehmenden Erhärtung des Betons nimmt nämlich seine Fähigkeit, ohne große Spannungen bleibende Verschiebungen (Dehnungen) zu erleiden, ab und es kommt nun die, eine weitere Zusammenziehung behindernde Adhäsion an den Eiseneinlagen zur Wirkung, welche im Beton Zug- und im Eisen Druckspannungen hervorruft.

Die hierdurch in den Verbundkörper gebrachten bleibenden Anfangsspannungen können aber nur schätzungsweise bestimmt werden. Es bezeichne λ das Schwindmaß des nicht armierten Betons innerhalb eines gewissen Zeitraumes

λ_a das Schwindmaß des armierten Betons, d. i. die Verkürzung der Eisen während dieses Zeitraumes

E_{b_z} den Elastizitätskoeffizienten des Betons für Dehnung bei dem während dieser Zeit herrschenden Erhärtungszustande

E_e den Elastizitätskoeffizienten des Eisens

F_b den in Betracht kommenden Betonquerschnitt des Verbundkörpers

$F_e = \alpha F_b$ den Eisenquerschnitt

σ_{b_z} und σ_e die durch das Schwinden verursachten Spannungen im Beton und im Eisen.

Es ist

$$\sigma_e = E_e \lambda_a \quad \text{und} \quad \sigma_{b_z} = E_{b_z} (\lambda - \lambda_a)$$

ferner der gesamte im Eisen hervorgerufene Druck gleich dem gesamten Zuge im Beton, sohin $F_e \sigma_e = F_b \sigma_{b_z}$

oder
$$\lambda_a E_e F_e = (\lambda - \lambda_a) E_{b_z} F_b$$

wonach
$$\lambda_a = \frac{E_{b_z} F_b}{E_{b_z} F_b + E_e F_e} \cdot \lambda$$

oder wenn $E_e = n_s E_{b_z}$ und $F_e = \alpha F_b$

gesetzt wird

$$\lambda_a = \frac{1}{1 + n_s \alpha} \lambda$$

damit ergibt sich

die Druckspannung im Eisen $\sigma_e = \frac{1}{1 + n_z \alpha} E_e \lambda$

die Zugspannung im Beton $\sigma_{b_z} = \frac{n_z \alpha}{1 + n_z \alpha} E_{b_z} \lambda = \alpha \sigma_e$.

Für $\lambda = 0.0001$, $E_e = 2,150,000$ und für verschiedene Werte von n_z und α würden sich damit folgende Spannungen in kg/cm^2 berechnen:

α in $\frac{0}{10}$	$n_z = 10$		20		30		40		50	
	σ_e	σ_{b_z}								
0.5	205	1.02	195	0.97	187	0.93	179	0.90	172	0.86
1.0	195	1.95	179	1.79	165	1.65	154	1.54	143	1.43
2.0	179	3.58	154	3.08	134	2.68	119	2.38	108	2.16
3.0	165	4.95	134	4.02	113	3.39	98	2.94	86	2.58
4.0	154	6.14	119	4.77	98	3.91	83	3.31	72	2.86
5.0	143	7.16	107	5.37	86	4.30	72	3.58	61	3.07
10.0	107	10.75	72	7.17	54	5.37	43	4.30	36	3.58
25.0	61	15.3	36	8.96	25	6.32	19	4.88	16	3.98
50.0	36	17.9	19	9.77	13	6.72	10	5.12	8	4.13
∞	0	21.5	0	10.7	0	7.2	0	5.37	0	4.30

Die Unsicherheit dieser Berechnung der Spannungen liegt aber, auch wenn man das Schwindmaß des verwendeten Betons genau kennen würde, in der Annahme von n_z und α . In den ersten Stadien des Schwindens wird E_{b_z} sehr klein oder sogar Null, sonach n_z sehr groß sein; erst später wäre für die Dehnung des Betons vielleicht der Wert $n_z = 30$ oder 20 zu setzen. Ebenso ist schwer zu sagen, welcher Teil der Betonquerschnittsfläche für F_b einzuführen ist, da in einem größeren Abstand von den Armierungseisen das Schwinden des Betons nur mehr sehr wenig behindert sein wird. Die Spannung σ_{b_z} verteilt sich nicht gleichmäßig über den Betonquerschnitt; sie wird in der unmittelbaren Nähe der Eisen am größten sein, hier aber auch nur einen Wert erreichen können, der durch Anhaftefestigkeit des Betons am Eisen begrenzt ist. Die eben gedachten Querschnitte des Verbundkörpers bleiben in Wirklichkeit nicht eben.

So viel ist aber doch aus der Untersuchung zu entnehmen, daß bei stärkerer Armierung immerhin merkliche Anfangszugspannungen auf den Beton, wenigstens in der Umgebung der Eisen, kommen können. Nimmt man an, daß von dem oben (nach Schüle) angegebenen totalen Schwinden des Zementmörtels von 0.0008 die Hälfte

auch in der armierten Konstruktion noch ohne Spannungswirkung vor sich gehen kann und daß für das restliche Schwinden von 0·0004 ein mittlerer Elastizitätskoeffizient des Betons $E_{b_z} = \frac{1}{30} E_e$ zu setzen wäre, so würde

$$\begin{array}{ll} \text{mit } \alpha = 3\% \text{ die Betonzugspannung } \sigma_{b_z} = 13\cdot6 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{„ } \alpha = 25\% \text{ „ „ „ } \sigma_{b_z} = 25\cdot3 \text{ kg/cm}^2. \end{array}$$

Dem Werte $\alpha = 25\%$ entspräche die Annahme, daß sich die zurückhaltende Wirkung der Eisen nur in ihrem allernächsten Umfange, bei Rundeisen auf die Weite von zirka $\frac{3}{4}$ ihres Durchmessers, geltend macht. Da diese Annahme aber wohl zu extrem ist, so ist zu erwarten, daß die Betonzugspannung auch in unmittelbarer Nähe der Armierungseisen die Ziffer von 25 kg/cm² in Wirklichkeit nicht erreichen wird und daß vielleicht etwa 15 kg/cm² den wahrscheinlichen Höchstwert bezeichnet. Wenn diese Spannung, die sich nur auf den nächsten Umkreis der Eiseneinlagen, bei stärkerer Armierung aber doch auf einen größeren Querschnittsteil erstrecken wird, auch selbst noch keine Trennung im Zusammenhange des Betons herbeiführt, da sie in dieser Größe erst nach längerer Erhärtungszeit, die dann auch mit einer Zunahme der Festigkeit verbunden ist, auftreten kann, so ist dadurch immerhin die Möglichkeit näher gerückt, daß beim Hinzutreten von durch die Belastung oder durch Temperaturänderung bewirkten Zugspannungen Ribbildungen entstehen. Jedenfalls weist das Vorhandensein dieser unvermeidlichen Anfangsspannungen darauf hin, daß die hinzutretende Zugspannung des Betons entsprechend niedrig gehalten werden müsse, wenn auch schon schwache Risse in einer auf Biegung beanspruchten Konstruktion vermieden werden sollen.

Was die Anfangsdruckspannung im Eisen betrifft, so hat diese nur für Druckarmierungen eine Bedeutung. Sie würde nach unserer Rechnung

$$\begin{array}{ll} \text{für } \alpha = 3\% \text{ } 452 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{„ } \alpha = 25\% \text{ } 100 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

betragen. Sie bedarf aber kaum einer besonderen Rücksichtnahme, da man die zulässige Spannung im Eisen der Druckarmierung ohnehin nie ausnutzen kann, wenn gleichzeitig die Betondruckspannung in den zulässigen Grenzen bleiben soll. Für $\sigma_b = 35$ wird nämlich die Eisenspannung höchstens $15 \cdot 35 = 525$, und zuzüglich der Anfangsspannung nicht viel höher als 900 kg/cm².

Aus dem Gesagten geht hervor: 1. den Schwindspannungen in Eisenbetonkonstruktionen ist durch Wahl einer entsprechend niedrigen

Inanspruchnahme für Betonzug Rechnung zu tragen; 2. es ist aber nicht zu vermeiden, daß bei auf Biegung beanspruchten Konstruktionen die Zugfestigkeitsgrenze des Betons nahe erreicht oder überschritten wird; 3. bei der Ausführung hat man zu trachten, das Schwindmaß des Betons durch möglichst langsames Austrocknen und längeres Feuchthalten herabzusetzen, um Schwindrisse in der unbelasteten Konstruktion hintanzuhalten.

Die bei uns und in anderen Ländern geltenden Vorschriften für die Berechnung von Eisenbetontragwerken enthalten keine Bestimmungen über eine gesonderte Berücksichtigung der Schwindspannungen. Nur der Entwurf der neuen Schweizer Vorschriften setzt die Wirkung des Schwindens gleich einer Herabminderung der Temperatur um 20° und verlangt, daß die dadurch verursachten Spannungen jenen infolge der Belastung und infolge einer Wärmeänderung um $\pm 15^{\circ}$ zugezählt werden, was darauf hinauskommt, daß mit einer Temperaturschwankung von $+15^{\circ}$ und -35° zu rechnen ist. Diese Bestimmung trifft nur die statisch unbestimmten Tragwerke, eingespannte Bogen und Rahmen-träger; sie trägt nicht der wechselseitigen Einwirkung der beiden Baustoffe Rechnung als vielmehr der Behinderung der freien Volumsänderung der ganzen Konstruktion durch die Art der Auflagerung. Die angegebene Temperaturerniedrigung von 20° entspricht einer Längenverkürzung, also einem Schwindmaß des armierten Betons von 0.00025. In konsequenter Weise müßte diese Berechnung auch auf reine Stampfbetonbauten Anwendung finden, für diese aber ein höheres Schwindmaß (oder eine ihr adäquate Temperaturerniedrigung) zugrunde gelegt werden.

§ 14. Zulässige Beanspruchung der Steinbauten.

In den Paragraphen 10 bis 12 wurden ausführliche Angaben über die Festigkeit der Bausteine und der verschiedenen Arten von Mauerwerk gemacht. Die zulässige Inanspruchnahme ist mit $\frac{1}{n}$ der Bruchfestigkeit anzunehmen und es bezeichnet n den Sicherheitsgrad, dessen Wahl von der Exaktheit der Spannungsberechnung, von der mehr oder minder vollständigen Berücksichtigung aller einwirkenden Kräfte und von der Güte der Ausführung abhängig zu machen ist. Im allgemeinen ist bei Steinbauten infolge der Schwierigkeit einer genauen Berechnung, der Ungleichförmigkeit der Baustoffe und der störenden Einflüsse, die sich bei der Ausführung ergeben, die Anwendung eines höheren Sicherheitsgrades, als beispielsweise bei Eisenkonstruktionen, gerechtfertigt.

Wir setzen nach üblichen Annahmen die größte zulässige Druckbeanspruchung (Kantenpressung) im Mauerwerk der Steinbrücken und anderer Ingenieurbauten gleich $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit. Für Stampfbeton oder Eisenbeton kann mit Rücksicht auf dessen nachträgliche Festigkeitszunahme mit der Beanspruchung ohne

Bedenken bis auf $\frac{1}{5}$ der Würfeldruckfestigkeit nach sechswöchentlicher Erhärtung gegangen werden¹⁾.

Bei zentrischer Belastung empfiehlt es sich, der Möglichkeit einer nicht vollkommen gleichförmigen Druckverteilung durch Wahl einer etwas verminderten Inanspruchnahme Rechnung zu tragen. Bei schlanken Stützen und Druckgliedern, für welche wohl nur Eisenbeton in Betracht kommt, kann auch die Knickgefahr in Frage kommen und eine entsprechende Herabminderung der Inanspruchnahme verlangen. (Siehe § 13, Punkt 3.)

Im Hinblick auf die oben (S. 72) für Mauerwerk angegebenen Festigkeitsziffern können nachstehende durchschnittliche Werte der zulässigen Beanspruchung angenommen werden.

	Zulässige größte Kanten- pressung	Zulässiger Druck bei zentrischer Belastung
<i>kg pro cm²</i>		
Quadermauerwerk aus harten Steinen (Granit) in Portlandzementmörtel	50—60	40
Schichtmauerwerk in Portlandzementmörtel	30—40	20—25
Bruchsteinmauerwerk, lagerhaft in Portlandzementmörtel	20—30	12—18
Mauerwerk aus Klinkerziegel	20—25	15—20
Mauerwerk aus gewöhnlichen guten Ziegeln	10—15	8—10
Beton im Mischungsverhältnis 1:5 bis 1:3	25—40	20—25

Eine Beanspruchung auf Zug ist bei Mauerwerk womöglich auszuschließen, da bei durchschnittlich 6 bis 8 kg/cm^2 Zug bereits ein Reißen der Mörtelbänder zu gewärtigen ist. Jedenfalls ist keine höhere Zugspannung als etwa 2 kg/cm^2 in Rechnung zu bringen; bei Auftreten größerer Zugkräfte ist der auf Zug beanspruchte Querschnittsteil als unwirksam anzusehen. In Stampfbetonbauten wird man aber unter allen Umständen eine ausreichende Sicherheit gegen Ribfbildung verlangen müssen und daher schon mit Rücksicht auf die unvermeidlichen Schwindspannungen keine höhere Zugspannung als $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}$ der Zugfestigkeit, d. i. bei guter Mischung etwa 3 kg/cm^2 zulassen. Für Eisenbeton gilt dagegen diese Anforderung nicht; man

¹⁾ Nach Engesser wäre ein Unterschied zu machen, ob ein Beton-Bauwerk bald nach seiner Herstellung der vollen Belastung unterworfen wird, oder ob dies erst nach einer gewissen Schonzeit der Fall ist. Im ersten Falle wäre eine kurzfristige Würfeldruckfestigkeit, in letzterem Falle jene, die an etwa 90 Tagen alten Probekörpern erhoben wurde, zugrunde zu legen. Der Sicherheitsgrad sollte ferner für statisch unbestimmte Konstruktionen höher gewählt werden, als für statisch bestimmte.

kann sich hier mit einer viel geringeren Sicherheit begnügen, da Risse im bewehrten Beton noch keine unmittelbare Gefahr bedeuten und das Tragvermögen nicht merklich beeinträchtigen. Immerhin wird man aber für Bauten, welche dem Einflusse der Atmosphäre oder wiederholten Belastungen ausgesetzt sind, die Bedingung stellen müssen, daß keine Zugrisse auftreten und demnach die Betonzugspannung unter jener Grenze halten, welche als rechnermäßige Biegunzugfestigkeit des Betons (siehe oben) gefunden wurde.

Die österreichische Vorschrift (von 1907) für Straßenbrücken aus Stampfbeton oder Betoneisen enthält bezüglich der zulässigen Inanspruchnahmen die folgenden Bestimmungen:

I. Beton.

Mischungsverhältnis auf 1 m ³ Gemenge von Sand und Steinmaterial	Zulässige Spannung in kg/cm ²				
	im Falle der Biegung und bei exzentrischem Druck		bei zen- trischem Druck	Schub-, Scher- und Haupt- zugspannung	Haftspannung
	Druck- spannung	Zug- spannung	Druck- spannung		
A. In Tragwerken aus Beton- eisen					
a) 470 kg Portlandzement (Raum- mischungsverhältnis 1:3)	33+0·2 l	19+0·1 l	25	4	5
bis höchstens		22			
b) 350 kg Portlandzement (Raum- mischungsverhältnis 1:4)	29+0·2 l	18+0·1 l	22	4	5
bis höchstens		21			
c) 280 kg Portlandzement (Raum- mischungsverhältnis 1:5)	25+0·2 l	16·5+0·1 l	19	3	4
bis höchstens		19·5			
B. In Tragwerken aus Stampf- beton					
a) 470 kg Portlandzement (Raum- mischungsverhältnis 1:3)	33+0·2 l	2	20	3	—
b) 350 kg Portlandzement (Raum- mischungsverhältnis 1:4)	29+0·2 l	2	18	3	—
c) 280 kg Portlandzement (Raum- mischungsverhältnis 1:5)	25+0·2 l	1·5	16	2	—
d) 230 kg Portlandzement (Raum- mischungsverhältnis 1:6)	21+0·2 l	1·5	13	1·5	—
e) 160 kg Portlandzement (Raum- mischungsverhältnis 1:9)	13	—	9	—	—
f) 120 kg Portlandzement (Raum- mischungsverhältnis 1:12)	8	—	6	—	—

II. Eisen.

	Schweiß- eisen	Fluß- eisen
1. Beanspruchung auf Zug oder Druck	750+2 l	800+3 l
bis höchstens	800	900
2. Beanspruchung auf Abscherung, ausgenommen die Niete	500	600
3. Beanspruchung der Niete auf Abscherung	600	700
4. Druck auf Nietlochleibung (Nietdurchmesser mal Blech- stärke)	1400	1600

Dabei ist die oben (S. 92) näher angeführte Berechnungsweise zugrunde zu legen, wonach die Betondruck- und die Eisenzugspannungen unter Weglassung der Zugwirkung des Betons mit $n=15$, und die Betonzugspannungen unter Annahme von $E_{b,z}=0.4 E_b$ zu berechnen sind.

Die Vorschrift für Eisenbetonbrücken der kön. preuß. Eisenbahndirektion Berlin setzt fest, daß die Druckspannung des Betons $\frac{1}{m} \beta_{b,d}$, dessen Zugspannung $\frac{1}{s} \beta_{b,z}$ nicht überschreiten soll. $\beta_{b,d}$ ist die Druckfestigkeit, erhoben an Probewürfeln von 30 cm Kantenlänge nach 28tägiger Erhärtung. $\beta_{b,z}$ die unter Annahme eines gleichen Elastizitätskoeffizienten für Zug und Druck berechnete Biegezugfestigkeit eines unbewehrten Betonbalkens von 200 cm Stützweite, 30 cm Höhe und 15 cm Breite, der nach 28tägiger Erhärtung durch zwei symmetrische, 100 cm weit abstehende Einzellasten bis zum Bruche belastet wurde. Für den Sicherheitsgrad m und s sind folgende Werte zu wählen:

- a) für Brücken bis 5 m Stützweite
 - bei einer Bettungshöhe von 15 cm $m=5.0$ $s=2.5$
 - " " " " 50 cm $m=4.0$ $s=2.0$
 - " " " " 80 cm und mehr $m=3.0$ $s=1.5$
 - Eisenzugspannung $\sigma_e \leq 800 \text{ kg/cm}^2$
- b) für Eisenbahnbrücken von 20 m Stützweite und darüber, sowie allgemein für Straßenbrücken mit Lastwagenverkehr
 - bei einer Bettungshöhe von 15 cm $m=4.0$ $s=2.0$
 - " " " " 50 cm und mehr $m=3.0$ $s=1.5$
 - Eisenzugspannung $\sigma_e \leq 1000 \text{ kg/cm}^2$
- c) für Fußgängerbrücken und leichte Straßenbrücken $m=3.0$ $s=1.3$
Eisenzugspannung $\sigma_e \leq 1200 \text{ kg/cm}^2$.

Nach den neuen schweizerischen Vorschriften für Eisenbeton (Entwurf 1909) soll die zulässige Spannung betragen:

- a) bei Biegebeanspruchung, Betondruckspannung in der Platte der Plattenbalken 40 kg/cm^2 ;
in Balken von rechteckigem Querschnitte $40 + 0.05 (1200 - \sigma_e) \text{ kg/cm}^2$, höchstens aber 70 kg/cm^2 (σ_e bezeichnet die maximale Eisenzugspannung).
Scherspannung im Beton 4 kg/cm^2 ; Eisenzugspannung 1200 kg/cm^2 .

- b) bei zentrischem Druck Betondruckspannung 35 kg/cm^2 .
- c) bei exzentrischem Druck Betondruckspannung in der Schwerachse 35 kg/cm^2 , in der äußersten Faser 45 kg/cm^2 ; Betonzugspannung 10 kg/cm^2 , Eisenzug 1200 kg/cm^2 .

Es wird dabei ein Beton im Mischungsverhältnis von 300 kg Zement auf 1 m^3 Gemenge aus Sand und Kies vorausgesetzt, der nach 28tägiger Erhärtung eine Würfeldruckfestigkeit bei plastischer Verarbeitung von 150 kg/cm^2 , bei erdfeuchter Verarbeitung von 200 kg/cm^2 nachweisen soll.

IV. Kapitel. Stein- und Eisenbetonbrücken mit platten- und balkenförmigem Tragwerk.

§ 15. Plattendurchlässe und plattenförmige Überdeckungen aus Eisenbeton.

Für die in Eisenbahnen und Straßen häufig vorkommenden kleinen Durchlässe mit Öffnungsweiten bis 0.8 m oder 1.0 m können zur Überdeckung Platten aus natürlichem Steine von $15\text{--}30 \text{ cm}$ Stärke angewendet werden (Abb. 36). Diese liegen in einer Breite von wenigstens $10\text{--}15 \text{ cm}$ auf den beiderseitigen Wangenmauern auf, er-

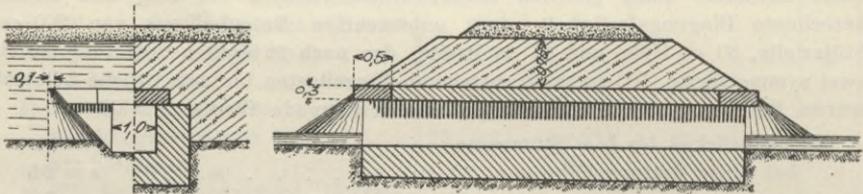


Abb. 36.

halten eine schräg abgegliche Hintermauerung mit einem $2\text{--}3 \text{ cm}$ starken Zementmörtelüberzug und sind mindestens 50 cm hoch zu überschütten. An den Stirnen werden rein gearbeitete, im übrigen rauhe, d. i. nur an der Unterseite und in den Stoßflächen abgespitzte Deckplatten gegeben. Ist p die Belastung pro m^2 in kg , l die Stützweite in m (etwa $= 1.2$ Lichtweite), s die zulässige Biegebanspruchung in kg/cm^2 , so ist die erforderliche Plattenstärke d in cm

$$d = l \sqrt{\frac{3p}{4s}} \dots \dots \dots 1)$$

Die Belastung p ergibt sich aus dem Gewicht der Überschüttung und der Platte und aus dem größten Raddrucke G , welcher bei der

Überschüttungshöhe u (in Meter) auf eine Fläche $(0.1 + 1.5 u)^2$ verteilt angenommen werden kann¹⁾.

Die zulässige Beanspruchung s ist mit Rücksicht auf etwaige Steinfehler nur mit etwa $1/20$ bis $1/15$ der Biegungsfestigkeit der betreffenden Gesteinsart (siehe S. 69) anzunehmen.

Ist beispielsweise die Überschüttungshöhe $u = 1.0 m$, der größte Raddruck $G = 3000 kg$, so beträgt

das Gewicht der Überschüttung pro m^2	1800 kg
" " " Platte " m^2 zirka	480 kg
der Druck des Rades $\frac{3000}{(0.1+1.5)^2}$ " m^2	1170 kg
	$p = 3450 kg.$

Wählt man $s = 6 kg/cm^2$ (für Gneis-, Glimmerschiefer oder Granit), so wird

$d = l \sqrt{\frac{3 \cdot 3450}{4 \cdot 6}} = 21 l$; bei 80 cm Lichtweite (0.96 m Stützweite) ergäbe sich demnach $d = 20 cm$.

Die Stärke der Wangenmauern kann bei kleinen Höhen nach der Formel $w = 0.4 h + 0.30 m$ gewählt werden, wenn h ihre Höhe bis zum Fundamentabsatz bedeutet. Bei größerer Höhe sind sie als Stützmauern nach dem Erddrucke zu dimensionieren. Das Fundamentmauerwerk ist je nach der Tragfähigkeit des Baugrundes, mindestens aber durch einen Mauerabsatz um 15—25 cm zu verbreitern; bei geringer Lichtweite (bis etwa 50 m) oder minder tragfähigem Baugrunde werden die Fundamente beider Mauern vereinigt, sonst genügt die 15—20 cm starke Sohlenpflasterung und eine Verbindung beider Wangenfundamente durch 0.5—0.6 m starke und ebenso hohe Herdmauern an den beiden Häuptern des Durchlasses, bei größerer Länge desselben allenfalls auch noch dazwischen. Bei stärker geneigter Durchlaßsohle ist eine stärkere Pflasterung mit kräftigen Herdmauern oder mit voller Durchmauerung anzuordnen, was einer Abtreppung der Sohle vorzuziehen ist. Die Fundamente stark geneigter oder an Rutschlehnen gelegener Durchlässe sind am unteren Ende durch hakenförmigen Eingriff in festen Baugrund gegen Verschiebung zu sichern.

An Stelle der Deckplatten aus natürlichem Stein, die nicht überall leicht zu beschaffen und auf Überdeckungsweiten von etwa 1 m beschränkt sind, werden jetzt häufig Platten aus bewehrtem Beton verwendet. Für die Stärkenbemessung solcher Platten ist die im § 13 gegebene Theorie in Anwendung zu bringen.

¹⁾ Für die Druckübertragung durch fest gelagerten Bettungsschotter kann die Verteilungsbreite mit $0.1 + 2u$ eingeführt werden.

Hiernach ist die Betondruckspannung und die Eisenzugspannung nach der Berechnungsnorm II (d. i. mit Weglassung der Betonzugspannung oder mit $\mu = 0$) zu bestimmen. Wir nehmen eine Platte mit einer auf der Zugseite gelegenen Armierung aus Rundeseisen an und bezeichnen (in *cm*) (Abb. 37) mit

h die Stärke der Platte (Bauhöhe),

h' die nutzbare Stärke der Platte, d. i. Abstand des Eisenschwerpunktes vom Druckrande, im Mittel $= 0.9 h$,

F_e den Eisenquerschnitt pro 1 m Plattenlänge $= \alpha' h'$, sonach

α' die Armierungsziffer in Prozenten, bezogen auf die nutzbare Stärke h' ,

$k = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ das Verhältnis der Eisenzugspannung zur Betondruckspannung,

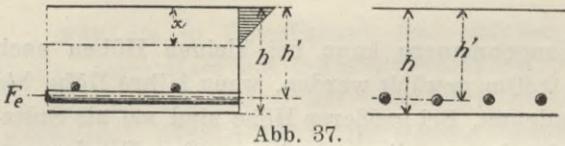


Abb. 37.

$n = 15$ das Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten von Eisen zu Beton.

Dann ist nach Formel 11) auf S. 93 mit $\mu = 0$ der Abstand der neutralen Achse vom Druckrande

$$x = \left[-n \frac{\alpha'}{100} + \sqrt{\left(n \frac{\alpha'}{100} \right)^2 + 2 n \frac{\alpha'}{100}} \right] h'.$$

Aus

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{n (h' - x)}{x} = k$$

folgt aber auch

$$x = \frac{n}{k + n} h'.$$

Die Gleichsetzung beider Ausdrücke für x ergibt

$$\alpha' = \frac{100 n}{2 k (k + n)} \dots \dots \dots 2)$$

Damit ist jene Armierungsziffer bestimmt, für welche das Verhältnis der Eisenspannung zur Betonspannung $= k$ wird.

Das Trägheitsmoment des wirksamen Querschnittes pro 1 m Plattenbreite ist

$$J = \frac{1}{3} (h' - x) (3 h' - x) n \alpha' h'$$

oder mit Einsetzung von x und α'

$$J = \frac{100}{6} \frac{(3k + 2n)n^2}{(k + n)^3} h'^3.$$

Aus

$$\frac{M}{\sigma_b} = \frac{J}{x} = \frac{100}{6} \frac{(3k + 2n)n}{(k + n)^2} h'^2$$

folgt schließlich

$$h' = \sqrt{\frac{6(k+n)^2}{n(3k+2n)}} \cdot \sqrt{\frac{M}{100\sigma_b}} = C \cdot \sqrt{\frac{M}{100\sigma_b}} \quad \dots \quad 3)$$

Mit $n = 15$ liefern diese Formeln nachstehende Zahlenwerte

$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = k = 0$	$\alpha'_{\%} = \infty$	$C = 1.732$
10	3.000	2.041
15	1.667	2.191
20	1.071	2.333
25	0.750	2.469
30	0.556	2.598
35	0.429	2.722
40	0.341	2.840
45	0.278	2.954.

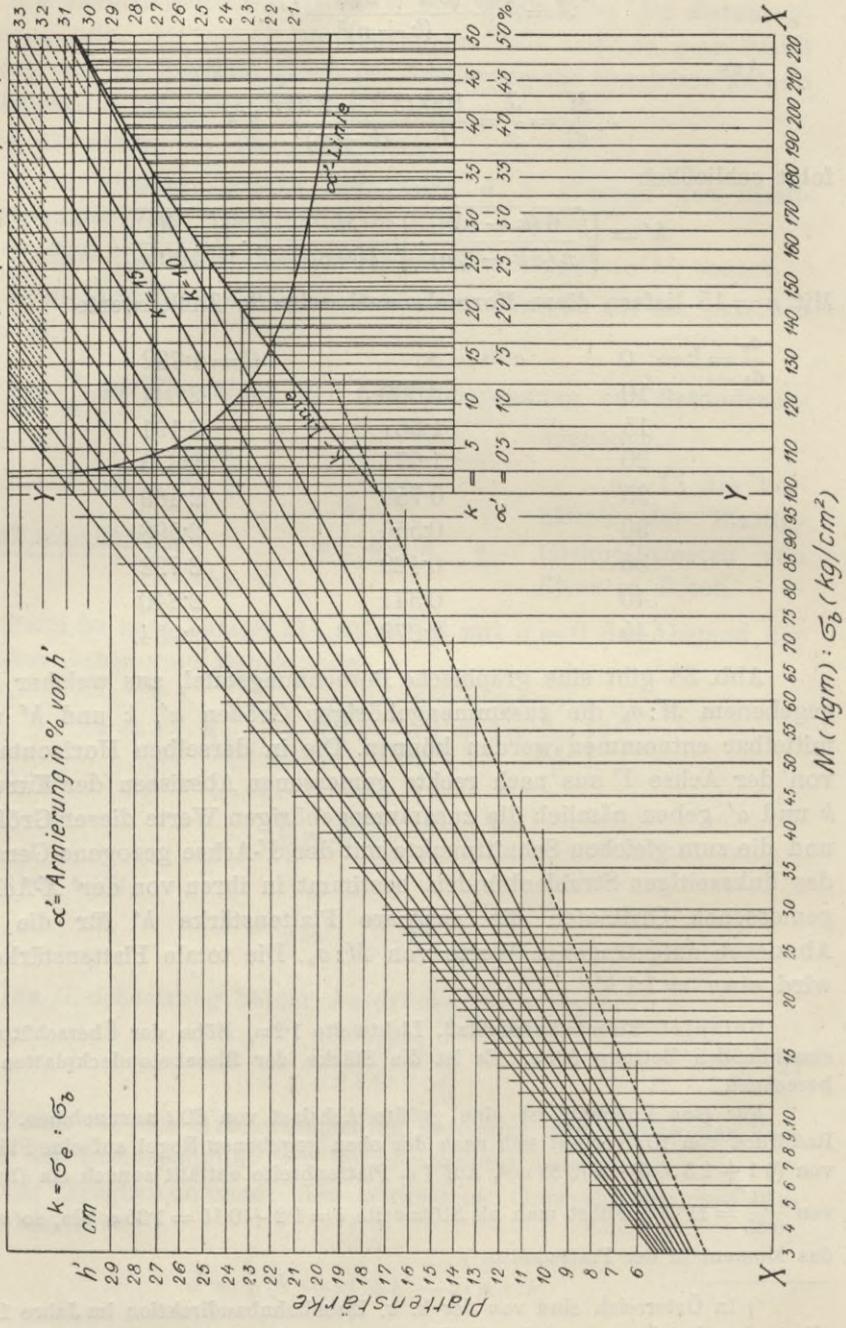
Abb. 38 gibt eine graphische Berechnungstafel, aus welcher bei gegebenem $M:\sigma_b$ die zusammengehörigen Größen α' , k und h' unmittelbar entnommen werden können. Die in derselben Horizontalen von der Achse Y aus nach rechts gemessenen Abszissen der Kurven k und α' geben nämlich die zusammengehörigen Werte dieser Größen und die zum gleichen Schnittpunkte mit der Y -Achse gezogene Gerade des linksseitigen Strahlenbündels bestimmt in ihren von der X -Achse gemessenen Ordinaten die nutzbare Plattenstärke h' für die als Abszissen aufgetragenen Werte von $M:\sigma_b$. Die totale Plattenstärke h wird etwa $= 1.1 h'$.

Beispiel. Eisenbahndurchlaß, Lichtweite 1.2 m, Höhe der Überschüttung einschließlich Bettung 50 cm. Es ist die Stärke der Eisenbetondeckplatten zu berechnen.

Für eine Vollbahn ist eine größte Achslast von 20 t anzunehmen. Der Raddruck von 10 t verteilt sich nach der oben gegebenen Regel auf eine Fläche von $(0.1 + 1.5 \cdot 0.5)^2 = (0.85 \text{ m})^2$. Auf 1 m Plattenbreite entfällt sonach ein Druck von $\frac{10}{0.85} = 11.76 \text{ t}$. Führt man als Stützweite $l = 1.2 + 0.15 = 1.35 \text{ m}$ ein, so wird das Moment in der Plattenmitte¹⁾

¹⁾ In Österreich sind von der k. k. Eisenbahnbaudirektion im Jahre 1906 „Besondere Bestimmungen für die Berechnung und Ausführung von Eisenbetontragwerken für offene Durchlässe in Vollspurbahnen“ erlassen worden. Nach

Tafel zur Berechnung der Stärke armerter Betonplatten.



$k = 5$ $k = 10$ $k = 15$ $k = 20$ $k = 25$ $k = 30$ $k = 35$ $k = 40$ $k = 45$ $k = 50$
 $\alpha = 0,5\%$ $\alpha = 1,0\%$ $\alpha = 1,5\%$ $\alpha = 2,0\%$ $\alpha = 2,5\%$ $\alpha = 3,0\%$ $\alpha = 3,5\%$ $\alpha = 4,0\%$ $\alpha = 4,5\%$ $\alpha = 5,0\%$

$$M = \frac{11.76}{2} \left(\frac{1.35}{2} - \frac{0.85}{4} \right) = 2.720 \text{ tm}$$

- das Gewicht der Überschüttung pro m^2 ist $0.5 \cdot 1.8 = 0.9 t$ } $1.5 t$
 „ „ „ Platte „ m^2 zirka $0.25 \cdot 2.4 = 0.6 t$ }
 „ Moment der Eigenlast sonach $\frac{1}{8} 1.5 \cdot 1.35^2 = 0.342 \text{ tm}$
 „ Gesamtmoment sonach $2.720 + 0.342 = 3.062 \text{ tm} = 3062 \text{ kgm}$.

Nimmt man den untenstehenden Vorschriften entsprechend $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_e = 755 \text{ kg/cm}^2$, sonach $k = \sigma_e : \sigma_b = 21.6$, so entspricht diesem Verhältnis nach der graphischen Tafel oder nach Formel 2) eine Armierungsziffer $\alpha' = 0.95\%$ und man findet auf dem dieser Armierungsziffer entsprechenden Strahle für $M: \sigma_b = 87.48$ die Plattenstärke $h' = 22.3 \text{ cm}$, die Bauhöhe sonach rund $h = 25 \text{ cm}$. Die Eiseneinlagen müßten für 1 m Plattenbreite eine Querschnittsfläche von $F_e = \alpha' h' = 21.2 \text{ cm}^2$ haben.

Wollte man eine schwächer armierte Platte ausführen, so müßte bei Festhaltung der zulässigen Eisenspannung die Plattenstärke vergrößert werden, was mit einer Verminderung der Betondruckspannung verbunden ist. Setzt man beispielsweise $\alpha' = 0.6\%$, so liefert das Graphikon den zugehörigen Wert $k = 28.5$. Läßt man noch eine Eisenspannung von rund $\sigma_e = 800 \text{ kg/cm}^2$ zu, so ist

$$\sigma_b = 800 : 28.5 = 28 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{und} \quad M : \sigma_b = 109.35.$$

Dies ergibt auf dem Strahle $k = 28.5$ die Plattenstärke $h' = 26.7 \text{ cm}$, sonach eine Bauhöhe von rund $h = 30 \text{ cm}$ und eine Querschnittsfläche der Armierungsseisen pro 1 m von $F_e = 0.6 \cdot 26.7 = 16 \text{ cm}^2$.

Auf eine Berechnung der Betonzugspannung, deren Rechnungswert nach den österreichischen Vorschriften für Betonbrücken (siehe S. 108) unter einer bestimmten Grenze bleiben soll, braucht bei Trag-

diesen sind die Biegemomente von der Verkehrslast ohne Rücksicht auf das vorhandene Schotterbett und auf eine etwaige Überschüttung in der Gesamthöhe von höchstens 50 cm so zu berechnen, als wenn die Einzellasten unmittelbar auf dem Tragwerk aufliegen würden; dagegen ist nach der Breitenrichtung des Bauwerkes eine Lastverteilung derart anzunehmen, daß als tragende Breite für den Druck des Rades $0.1m + 2u$ (wo u die Gesamthöhe der Überschüttung in m) eingeführt wird. Diese Annahme der direkten Lastübertragung in der Längsrichtung ist bei größerer Überschüttungshöhe wohl zu ungünstig.

Die erwähnten „besonderen Bestimmungen“ setzen ferner abweichend von der für Straßenbrücken (siehe S. 108) geltenden Verordnung folgende zulässige Inanspruchnahme fest:

Betondruck für Lichtweiten bis	2 m	35 kg
„ „ „ von	2—5 m	30 kg
„ „ „ über	5 m	25 kg
Eisenzug „ Lichtweite	L m	750 + 4 L.

Das Mischungsverhältnis des Beton soll bei allen Tragwerken bis zu einer Überschüttungshöhe von 1 m wie $1:3$ sein; bei größerer Überschüttungshöhe kann das Mischungsverhältnis $1:4$ (1 Raumteil Zement, 2 Sand, 2 Kies) betragen. Im Mischungsverhältnis $1:3$ soll der Beton nach 28 Tagen eine geringste Druckfestigkeit von 210 kg , im Mischungsverhältnis $1:4$ eine solche von 160 kg/cm^2 aufweisen.

körpern mit rechteckigem Querschnitte und einfacher Zugarmierung, also auch bei Platten, nicht eingegangen zu werden, da bei Einhaltung der zulässigen Grenzspannung im Eisen (zirka 800 kg) auch die nach der Berechnungsnorm III bestimmte Betonzugspannung für den Rechteckquerschnitt immer unter der dafür (nach der erwähnten Vorschrift) als zulässig bezeichneten Ziffer bleibt. Dies läßt sich an Rechnungsbeispielen nachweisen¹⁾, man kann es aber auch allgemein aus folgender Betrachtung erkennen. Würde der Berechnungsnorm I und III die gleiche Lage der neutralen Achse entsprechen, so wäre die Betonzugspannung in der Schichthöhe der Eisen einfach

$$\frac{\mu}{n} \sigma_e = \frac{0.4}{15} \sigma_e = \frac{1}{37.5} \sigma_e.$$

Nun rückt aber die neutrale Achse, wenn der Zugquerschnitt des rechteckigen Balken mit in Rechnung gezogen wird, beträchtlich nach abwärts; die für diesen Fall berechnete Betonzugspannung wird sonach

$< \frac{1}{37.5} \sigma_e$ und zwar wird dies auch noch für die etwas vergrößerte

Randspannung gelten. Für den Höchstwert $\sigma_e = 800$ wird $\sigma_{be} < 21$ kg, erreicht sonach nicht jene Grenzwerte (S. 108), deren Einhaltung in der österreichischen Vorschrift als ausreichende Sicherheit gegen Rißbildung verlangt wird.

Ist ein Eisenbetontragwerk so dimensioniert, daß sowohl die Druckspannung im Beton wie die Zugspannung im Eisen die Höhe der zulässigen Beanspruchung erreicht, daß sonach beide Baustoffe im vorgeschriebenen Maße ausgenutzt sind, so bezeichnen wir dasselbe als ideal armiert. Bei einer schwächeren Armierung bleibt unter Einhaltung der zulässigen Eisenspannung die Betondruckspannung unter der erlaubten Ziffer, bei stärkerer Armierung wird wieder unter Einhaltung der zulässigen Betondruckspannung das Eisen nicht voll ausgenutzt. Die österreichische Verordnung für Eisenbeton-Straßenbrücken (siehe S. 108) normiert folgende Grenzwerte der Inanspruchnahmen:

für kleine Spannweiten und mageren Beton (1:5)

$$\sigma_e = 800, \quad \sigma_b = 25, \quad \text{sonach } k = 32.0$$

für 20 m Spannweite und Beton in 1:3

$$\sigma_e = 860, \quad \sigma_b = 37, \quad \text{sonach } k = 23.50.$$

Für diese Verhältnisse liegen die idealen Armierungen für Platten und Rechteckbalken zwischen $\alpha' = 0.5$ und $\alpha' = 0.84\%$.

¹⁾ C. Haberkalt und Dr. F. Postuvanschitz, Die Berechnung der Tragwerke aus Betoneisen oder Stampfbeton. Wien 1908.

Nach den „besonderen Bestimmungen“ der k. k. Eisenbahnbau-
direktion hätte man anzunehmen:

für kleine Spannweiten $\sigma_e = 750$, $\sigma_b = 35$, sonach $k = 21.4$, $\alpha' = 0.96\%$
für 20 m Spannweite $\sigma_e = 830$, $\sigma_b = 25$, sonach $k = 33.2$, $\alpha' = 0.47\%$.

Will man eine stärkere Armierung anwenden und das Eisen
ohne Überanstrengung des Betons voll ausnutzen, so muß die Druck-
zone des Betons verstärkt werden, was entweder durch die T-förmige
Querschnittsgestaltung des später zu besprechenden Plattenbalkens
oder durch eine doppelte Armierung (Zug- und Druckarmierung) zu
erreichen ist¹⁾. Letztere wird aber nur bei starken Platten und auch
da nur selten angewendet.

Bezeichnet (Abb. 39) auf die Breite 1
bezogen f_u den Querschnitt der Zugar-
mierung, f_o den Querschnitt der Druck-
armierung, h_u und h_o die Abstände der
Schwerpunkte der Eiseneinlagen vom Druck-
rande, so leiten sich für die doppelt
armierte Platte oder den Rechteckbalken mit

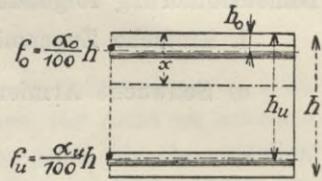


Abb. 39.

$\mu = 0$ und $N = 0$ aus den allgemeinen
Formeln (6 und 7, S. 90) leicht die folgenden Beziehungen ab:

Abstand der neutralen Achse vom Druckrande

$$x = -n(f_u + f_o) + \sqrt{n^2(f_u + f_o)^2 + 2n(h_u f_u + h_o f_o)} \quad . \quad 4)$$

Trägheitsmoment des wirksamen Querschnittes

$$J = \frac{1}{3} [(h_u - x)(3h_u - x)n f_u + (x - h_o)(x - 3h_o)n f_o] \quad . \quad 5)$$

womit sich die Druckspannung im Beton aus $\sigma_b = \frac{M}{J} x$, die Eisenzug-

spannung aus $\sigma_e = n \frac{M}{J} (h_u - x)$ bestimmt.

Die Berechnung und Dimensionierung einfach und doppelt
armerter Platten und Balken wird durch Benutzung einer graphischen
Tafel²⁾ (Abb. 89, S. 158) sehr erleichtert. Man kann sich aber mit Vorteil
auch der nachstehenden einfachen Näherungsformeln bedienen, welche
für die praktische Anwendung ausreichende Genauigkeit geben. Es
bezeichnet:

¹⁾ Durch die doppelte Armierung ist es möglich, die Betondruckspannung
rechnungsmäßig auf die festgesetzte zulässige Beanspruchung zu ermäßigen.
Nach Schüle wird aber die Bruchlast dadurch nicht wesentlich erhöht.

²⁾ Melan, Hilfstafel und Näherungsformeln zur Berechnung doppelt
armerter Betonbalken. Techn. Blätter, 38. Jahrg., 4. Heft.

- h die volle Platten- oder Balkenstärke,
- b die Breite der Platte oder des Balkens,
- α die totale Armierungsziffer in Prozenten von $b h$,
- α_u die Zugarmierung in Prozenten von $b h$,
- α_0 die Druckarmierung in Prozenten von $b h$,
- M das auf die Breite b entfallende größte Biegemoment.

Der Abstand der schichtförmigen Eiseneinlagen von den Außenflächen des Balkens wird mit $0.1 h$ angenommen. Zu den früheren Bezeichnungen für die einfach armierte Platte bestehen sonach die Beziehungen $\alpha = 0.9 \alpha'$ und $h = 1.11 h'$.

Alle Maße sind auf kg und cm bezogen. Man hat bei der Dimensionierung folgende Fälle zu unterscheiden:

1. Einfache Zugarmierung.

a) Schwache Armierung $\alpha < 0.9 \frac{100 n}{2k(k+n)}$ oder mit $n = 15$

$$\alpha < \frac{675}{k(k+15)} \dots \dots \dots 6)$$

worin k das Verhältnis der zulässigen Eisenspannung zur zulässigen Betondruckspannung bezeichnet. Hier ist die größte zulässige Eisenspannung σ_e maßgebend und es ist

$$M = 0.008 \alpha b h^2 \sigma_e^2 \dots \dots \dots 7)$$

b) Stärkere Armierung als nach 6), so daß die zulässige Betondruckspannung σ_b maßgebend wird.

Für $\alpha = 0.5$ bis 1.0 $M = 0.061 (1.5 + \alpha) b h^2 \sigma_b \dots \dots \dots 8)$

" $\alpha > 1.0$ $M = \frac{\alpha}{2.4 + 4.2 \alpha} b h^2 \sigma_b \dots \dots \dots 9)$

In diesem Falle ist die auftretende Eisenzugspannung durch das Verhältnis bestimmt $\sigma_e = k \sigma_b$ und

$$k = 7.5 \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{12}{\alpha}} \right].$$

2. Doppelte Armierung $\alpha > 0.75$. Die rechnermäßig günstigste Ausnutzung ergibt sich, wenn

$$\left. \begin{aligned} \alpha_u &= 0.5725 + 0.2366 \alpha \\ \alpha_0 &= -0.5725 + 0.7634 \alpha \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 10)$$

gemacht wird²⁾. Alsdann kann man setzen:

¹⁾ Diese Näherungsformel gibt für $\alpha > 0.5\%$ etwas zu große, für $\alpha < 0.5\%$ etwas zu kleine Werte. Der Korrektionsfaktor ist angenähert $(1.04 - 0.08\alpha)$.

²⁾ Techn. Bl. 38. Jahrg., 4. Heft.

$$M = (0.0931 + 0.0592 \alpha) b h^2 \sigma_b \dots \dots \dots 11)$$

Die Eisenspannung erreicht dabei das 26- bis 23fache der Betondruckspannung.

Beispiel. Für den oben berechneten Plattendurchlaß (S. 113) soll die Plattenstärke auf 20 cm vermindert werden. Wie stark muß die doppelte Armierung gemacht werden, wenn die Betondruckspannung $\sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2$ betragen darf? Nach Gleichung 11) ist $3062 = (0.0931 + 0.0592 \alpha) 20^2 \cdot 30$, woraus $\alpha = 2.74$; damit folgt nach Gleichung 10) für die Zugarmierung $\alpha_u = 1.22$, für die Druckarmierung $\alpha_o = 1.52$, sonach pro Meter Plattenlänge $f_u = 24.4 \text{ cm}^2$, $f_o = 30.4 \text{ cm}^2$.

Um die Übereinstimmung der Näherungsformeln mit den genauen Werten an dem oben berechneten Beispiele zu prüfen, setze man für den erst berechneten Fall (S. 115) $\alpha = 0.95 \cdot 0.9 = 0.855$. Man erhält damit und mit $\sigma_b = 35$ aus Gleichung 8) $3062 = 0.061 (1.5 + 0.855) h^2 \cdot 35$, woraus $h = 24.6 \text{ cm}$, was mit dem früher berechneten Werte übereinstimmt.

Plattenförmige Überdeckungen werden in Stärken bis zu etwa 35 cm, höchstens 40 cm ausgeführt und reichen für nicht zu schwere Belastung (Straßenbrücken) in dieser Stärke noch für Spannweiten bis zu 4—5 m aus. Die Armierung besteht aus in gleichen Abständen liegenden Rundeisen, welche durch einzelne darüber gelegte schwächere Rundstäbe (Verteilungsstäbe von 6—8 mm Stärke) zu einem Netze verbunden werden, das im ganzen angefertigt und in die Platte beim Betonieren in der entsprechenden Schichthöhe eingelegt wird. Besondere Vorkehrungen zur Aufnahme der Schubkräfte sind bei Platten in der Regel nicht notwendig, da die zulässige Scherspannung im Beton, bei frei aufliegenden über eine Öffnung reichenden Platten, gewöhnlich nicht überschritten wird. Man wird aber doch bei stärkeren und stärker belasteten Platten das Netz durch einzelne, insbesondere in der Nähe der Auflager angebrachte Drahtbügel und Drahtschlingen in den Beton einbinden.

Ist die Platte über mehrere Stützen durchgehend, so ist auf die über den Zwischenstützen auftretenden negativen Momente Rücksicht zu nehmen und die Armierung daselbst an die Oberseite der Platte zu legen. Bei einfach armierten Platten sind zu diesem Zwecke die Eiseneinlagen über den Zwischenstützen entsprechend aufzubiegen (Abb. 40).

Die Oberfläche der Platte wird der besseren Entwässerung wegen bei Durchlässen gewöhnlich nach den Widerlagern zu abgedacht (Abb. 40 und 41), wodurch gleichzeitig am Orte der größten Momente eine Vergrößerung der Plattenstärke erzielt wird. Man gibt ihr überdies eine wasserdichte Abdeckung durch einen Überzug mit Asphalt, Asphaltfilzplatten oder anderen Abdeckungsmittel, wie solche später

bei den größeren Brücken noch besprochen werden. Gegen das Widerlager ist die Platte durch eine Fuge zu isolieren, die ebenfalls gut abzudichten ist. Bei größerer Breite der Platte empfiehlt sich zur

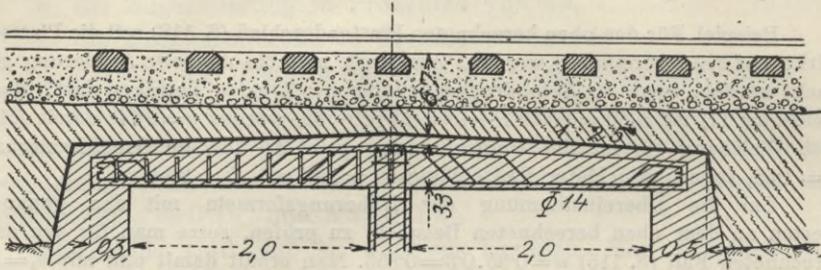


Abb. 40.

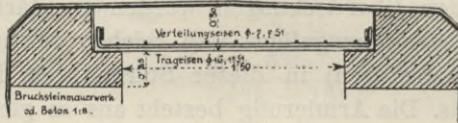


Abb. 41.

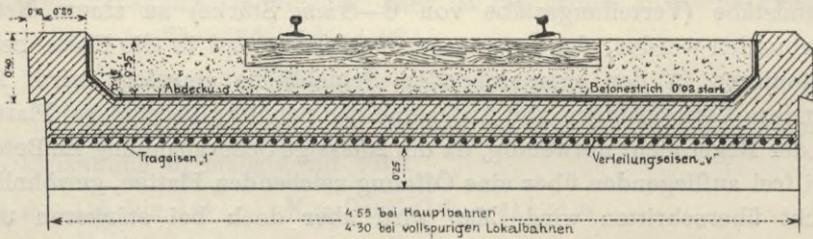


Abb. 41 a.

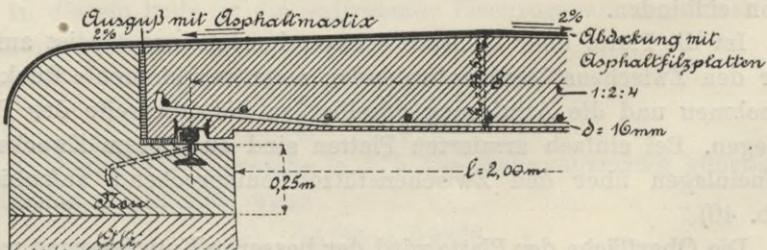


Abb. 42.

Verhinderung von Rissebildungen die Anordnung von Trennungsfugen in der Platte in Abständen von etwa 8—10 m, was durch Einlage von Dachpappe oder einem anderen Isoliermaterial erzielt wird.

Die Auflagerlänge ist gleich der Plattenstärke, mindestens aber gleich 15 cm zu machen. Um eine gewisse Beweglichkeit zu ermöglichen, hat man die Auflagerfläche der, in ihrem oberen Teile aus Beton hergestellten, Widerlager mit einem Graphitanstrich versehen

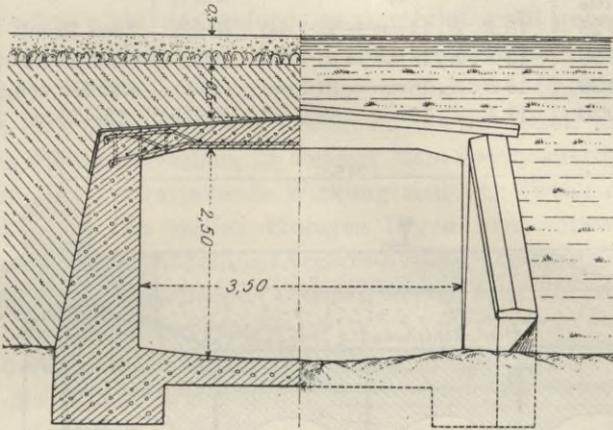


Abb. 43.

(österreichische Staatsbahnen). Um aber der Wirkung als frei aufliegende Platte besser gerecht zu werden, sollte wenigstens bei Platten von größerer Spannweite eine entsprechende Auflagerung vorgesehen werden. Abb. 42 zeigt die Anordnung nach den Ausführungen der

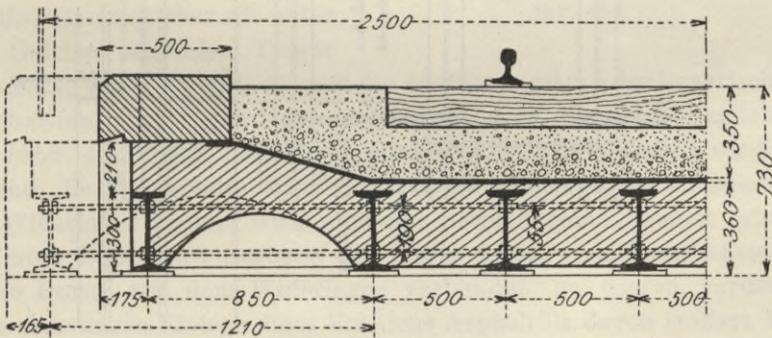


Abb. 44.

bayerischen Staatsbahnen. Die Platte lagert hier mit einem an ihrer Unterseite befindlichen kleinen H -Eisen auf einer in das Widerlager einbetonierten Schiene.

Die Abb. 41 und 41 a zeigen im Längen- und Querschnitt die Aus-

führungsart der Eisenbetonplattendurchlässe in Hauptbahnen nach den Normalien der k. k. Eisenbahnbaudirektion. Die Stärken und Armierungen der Platten sind aus nachstehender Tabelle zu entnehmen:

Lichtweite <i>m</i>	Plattenstärke <i>h</i> in der Mitte	Armierung pro 1 <i>m</i> Plattenbreite <i>F_c</i>	α in %	Verteilungseisen	Gesamtisenge- wicht bei 4,55 <i>m</i> Durch- laßlänge
0,60	0,25	15 <i>R. E.</i> , 14 <i>mm</i> = 23,1 <i>cm</i> ²	(0,92)	7 <i>mm</i> Rund- eisen in Ab- ständen von	126 <i>kg</i>
0,80	0,28	15 <i>R. E.</i> , 16 <i>mm</i> = 31,1 <i>cm</i> ²	(1,11)		187 <i>kg</i>
1,00	0,30	15 <i>R. E.</i> , 16 <i>mm</i> = 31,1 <i>cm</i> ²	(1,04)		210 <i>kg</i>
1,50	0,30	15 <i>R. E.</i> , 18 <i>mm</i> = 38,2 <i>cm</i> ²	(1,27)	15—20 <i>cm</i>	323 <i>kg</i>

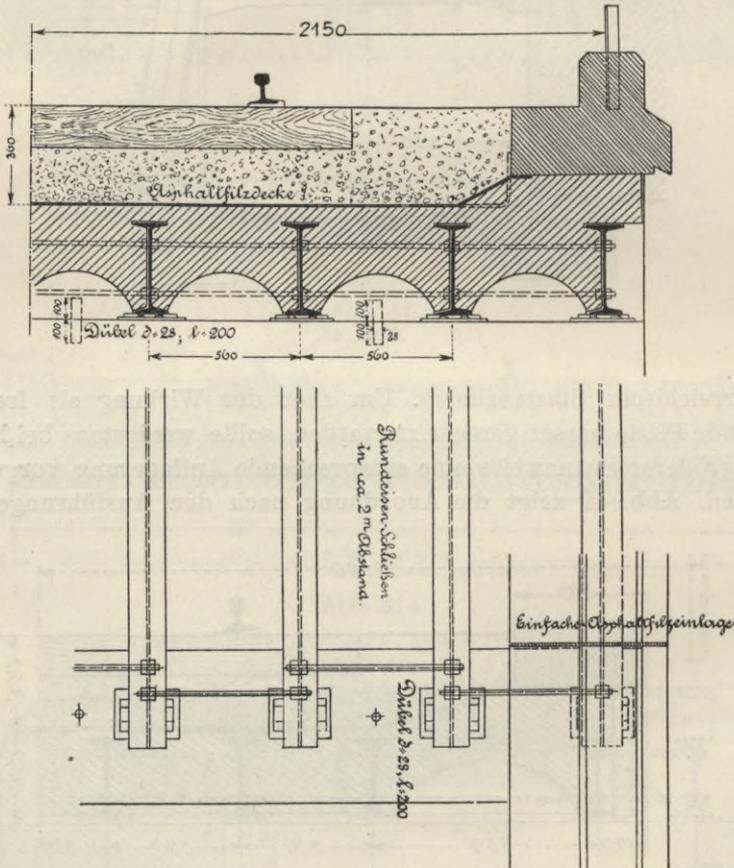


Abb. 45.

Wird die Platte mit den ebenfalls in Beton ausgeführten Widerlagern in feste Verbindung gebracht und werden letztere durch eine durchgehende Sohlenplatte verbunden, so entsteht ein Durchlaß in Gestalt einer viereckigen Röhre, deren Profil als Rahmen (siehe S. 136) zu berechnen ist (Abb. 43). Bei starken Widerlagern und entsprechender

Einbindung der Armierung kann die Platte auch als horizontal eingespannt angesehen werden. Diese Ausführungsweise eignet sich besonders dann, wenn die Widerlager in unsicherem, zu Rutschungen geneigtem Boden stehen und starke wagrechte Kräfte auf sie einwirken und wenn ein gewölbter Durchlaß mit Sohlenplatte, der sonst wohl vorzuziehen wäre, nicht das geforderte Durchflußprofil geben würde.

Als hierher gehörig sind auch die für größere Eisenbahndurchlässe und kleine Brücken in Anwendung gebrachten Überdeckungen mit Schienen oder Walzträgern zu erwähnen, die mit Beton umstampft eine armierte Platte darstellen, in welcher dem Beton allerdings vornehmlich nur eine lastverteilende Wirkung und der Zweck des Rostschutzes zukommt. Die steifen Einlagen liegen hier entweder ganz nahe (Schienen) oder in Abständen von 50—70 cm. Die Platte bekommt entweder eine ebene Unterfläche (Abb. 44), welche auch die unteren mit

dünnen Drahtnetzen umgebenen Flanschen der Eisen einhüllen kann, oder sie bildet zwischen die Träger gespannte Gewölbkappen (Abb. 45). Ihre Stärke ist gewöhnlich nicht viel größer als die Höhe der Träger; letztere werden in diesem Falle darauf hin dimensioniert, daß sie die Belastung allein tragen, wobei jedoch angenommen wird, daß sich die Belastung über die unter dem Geleise liegenden Träger

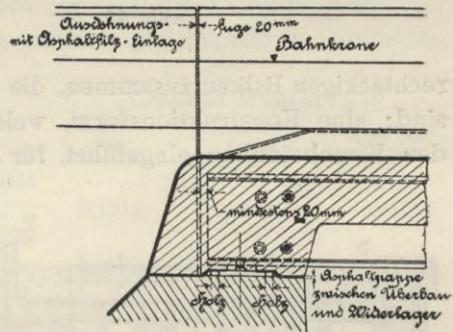


Abb. 45 a.

gleichmäßig verteilt¹⁾. Abb. 45 zeigt die Ausführungstypen der bayerischen Staatsbahnen. Die Träger liegen auf Lagerplatten, die am beweglichen Ende (Abb. 45 a) beim Betonieren mit Holzkästchen umgeben werden, während die Betonplatte hier durch eine Asphaltpappezwischenlage vom Widerlager isoliert wird und eine Bewegungsmöglichkeit erhält. Am festen Ende wird dagegen die Platte durch einige einbetonierte eiserne Dorne mit dem Widerlager verbunden, an dessen vorderer Kante aber durch Einlage eines Streifens Asphaltfilz davon isoliert. Die steifen Eiseneinlagen bieten den Vorteil des raschen Verlegens und der Ersparnis an Rüstung. Unter Anwendung von Walzträgern bis 50 cm Höhe sind damit für Eisenbahnbrücken Stützweiten bis zu 7 m erreichbar.

¹⁾ Nach den Ausführungsbestimmungen der k. Eisenbahndirektion Berlin wird angenommen: Verteilung der Verkehrslast auf 3,5 m Breite; zulässige Beanspruchung der Walzträger 800 kg/cm^2 ; Bettungshöhe (bei Holzschwellen) 35 cm.

§ 16. Balkenbrücken aus Eisenbeton mit oben liegender Fahrbahn.

Plattenüberdeckungen sind bei größeren Stützweiten nicht mehr rationell, da sie bei gleichzeitig hohem Eigengewicht nur eine unvollkommene Ausnutzung des Betonquerschnittes ergeben. Armierte Platten erfordern selbst für leichte Brückenbelastungen bei Stützweiten über

5 m bereits Stärken von mehr als 40 cm. Hier wird es schon trotz der höheren Schalungskosten wirtschaftlich, durch Aussparungen auf der Zugseite das Betonvolumen zu vermindern. Die hierdurch entstehende Rippenplatte setzt sich aus

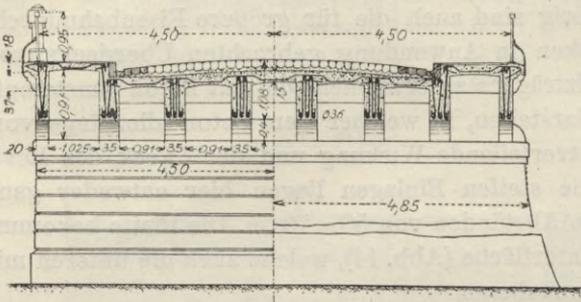


Abb. 46.

rechteckigen Balken zusammen, die oben durch eine Platte verbunden sind; eine Konstruktionsform, welche, zuerst von Hennebique in den Eisenbetonbau eingeführt, für Brücken bis zu 20 m Spannweite,

in einzelnen Fällen auch noch darüber, Anwendung gefunden hat. Die einzelnen Tragrippen oder Plattenbalken, in ihrer Form vornehmlich für die Wirkung als einfache, frei aufliegende Träger bestimmt, enthalten nahe ihrer Unterseite die aus Rundeseisen bestehende Zugarmierung und die Platte bildet die notwendige Verstärkung auf der Druckseite, gleichzeitig die unmittelbare Unterlage für die

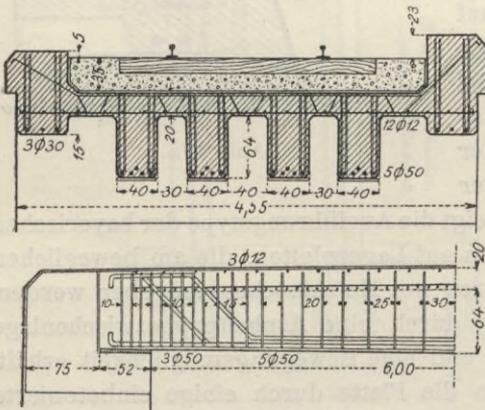


Abb. 47.

Fahrbahn, deren Konstruktion in einem späteren Paragraphen noch näher besprochen wird.

Der Abstand der Rippen (siehe unten) bestimmt die Stärke der Platte. Er wird bei Straßenbrücken (Abb. 46) von Spannweiten unter 15 m mit 0.9 m bis 1.8 m, im Mittel mit 1.5 m, bei Eisenbahnbrücken aber bei Anordnung von 3 oder 4 Tragrippen unter einem Geleise

auch kleiner gewählt (Abb. 47). Für die Platte ist der Achsabstand c der Tragbalken als Stützweite einzuführen und berechnet man das in der Plattenmitte auftretende größte Moment für freie Auflagerung in der Einzelstützweite¹⁾, trägt aber bei einer über mehr als zwei Tragrippen reichenden oder ausgekragten Platte ihrer Kontinuität und teilweisen Einspannung gewöhnlich dadurch Rechnung, daß man dieses Moment um zirka 20% vermindert. Eine genauere Berechnung als kontinuierliche Platte mit Berücksichtigung der Auflagerbreite, ferner der Senkung und des Torsionswiderstandes der Tragbalken würde sehr umständlich, und wird im allgemeinen keine viel größere Verminderung des Momentes ergeben.

Rechnet man, um über die wahrscheinliche Größe der Biegemomente ein Urteil zu gewinnen, für einige verschiedene Annahmen, so findet man, wenn zunächst von dem Einfluß der breiten Auflagerung und von der Stützensenkung infolge Durchbiegung der Balken abgesehen wird, für eine mobile gleichmäßig verteilte Belastung p pro m^2

	Größeres Moment : $p c^2$		
	in Mitte des Endfeldes	in Mitte des Mittelfeldes	über der Stütze
a) bei freier Auflagerung und Kontinuität über drei Felder	0·1012	0·0750	— 0·1167
b) bei freier Auflagerung und Kontinuität über vier Felder	0·0997	0·0805	— 0·1205
c) bei freier Auflagerung auf den Mittelstützen und Einspannung an den Endstützen, Kontinuität über drei Felder .	0·0555	0·0694	— 0·0944
d) bei durch Torsion der Balken behinderter Verdrehung an den Mittelstützen, fester Einspannung an den Endstützen. Kontinuität über drei Felder, Mittelfeld belastet	$\frac{1}{18} \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{e^{a\sqrt{m}} + e^{-a\sqrt{m}}} \right)$	$\frac{1}{18} \left(1 + \frac{1}{e^{a\sqrt{m}} + e^{-a\sqrt{m}}} \right)$	
e) bei vollkommener Einspannung	0·0417		— 0·0833

1) Bezüglich der Verteilung der Raddrücke durch die Fahrbahndecke ist auf das oben Gesagte zu verweisen. Ist u die Höhe der Besteigung über der Platte, d die Plattenstärke, so wird auch häufig die etwas günstigere und wohl auch noch zulässige Annahme gemacht, daß man für Straßenbrücken die Verteilungsbreite eines Raddruckes in Richtung der Stützweite der Platte $= 0·1 + 2u$ und senkrecht dazu, d. i. nach der Plattenbreite $= 0·1 + 2(u + d)$ setzt. Für die Belastung durch eine Straßenwalze von der Breite b wäre für die Verteilungsbreite in Richtung der Brückenbreite, d. i. der Plattenstützweite zu setzen $b + 2u$.

Im Falle d) bezeichnet $a = \frac{1}{2}L$ die halbe Spannweite der Balken, beziehungsweise den halben Abstand ihrer Querträger, und $m = \frac{5}{3} \frac{(h^2 + b^2) d^3 E}{b^3 h^3 c} \frac{1}{G}$, worin h und b Höhe und Breite der Balken, d die Dicke der Platte, c ihre Stützweite und G den Koeffizient der Schubelastizität.

Für den Grenzfall $m=0$ geht Fall d) in e), für $m=\infty$ Fall d) in c) über.

Durch den Torsionswiderstand der Balken werden die positiven Momente gegenüber der freien Auflagerung etwas vermindert. Eine weitere Verminderung wird durch die Breite der Auflagerflächen, welche die Stützweite c reduziert, hervorgerufen. Man kann letztere etwa auf das $\left(1 - \frac{b}{c}\right)^2$ fache, d. i. im Mittel auf das 0.7fache voranschlagen. Hiernach kann der Mittelwert des größten positiven Momentes auf etwa $0.7 \cdot 0.08 p c^2 = 0.06 p c^2$, jener des Stützenmomentes auf etwa $0.10 p c^2$ eingeschätzt werden.

Infolge der Durchbiegung der Balken werden aber die positiven Momente vergrößert, die negativen Stützenmomente um ebensoviel vermindert. Senken sich bei drei Feldern die beiden mittleren Balken gegenüber den äußeren um δ , so beträgt das dadurch hervorgerufene Stützenmoment $\Delta M = \frac{6 E J \delta}{5 c^2} = \frac{1 E d^3 \delta}{10 c^2}$, und es vermindert sich der Druck auf die mittleren Balken um $\Delta D = \frac{1 E d^3 \delta}{10 c^3}$, wogegen sich der Druck auf die äußeren Balken um ebensoviel vermehrt. Nimmt man nur das Mittelfeld der Platte voll mit p pro m^2 belastet an, so werden die Drücke pro Meter des äußeren Balkens $\left(-\frac{1}{20} p c + \Delta D\right)$, jene auf einen inneren Balken $\left(\frac{11}{20} p c - \Delta D\right)$. Die Einsenkungen in der Balkenmitte bei der Stützweite l sind dann:

$$\text{am äußeren Balken } \delta_0 = \left(-\frac{1}{20} p c + \Delta D\right) \frac{5 l^3}{32 b h^3 E}$$

$$\text{am inneren Balken } \delta_1 = \left(\frac{11}{20} p c - \Delta D\right) \frac{5 l^3}{32 b h^3 E}$$

Demnach ist die relative Veränderung in der Höhenlage der Stützpunkte der Platte $\delta = \delta_1 - \delta_0 = \left(\frac{12}{20} p c - 2 \Delta D\right) \frac{5 l^3}{32 b h^3 E}$. Da aber auch $\delta = \frac{10 c^3}{d^3 E} \cdot \Delta D$ ist, so folgt daraus durch Gleichsetzung ΔD

und damit $\Delta M = \Delta D \cdot c = 0.3 p c^2 \frac{d^3 l^3}{d^3 l^3 + 32 b h^3 c^3}$. Mit den Mittelwerten $d = \frac{1}{5} h$ und $c = \frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{8} l$ ferner $b = 0.3$ bis $0.4 m$ ergibt sich $\Delta M = 0.021$ bis $0.072 p c^2$.

Das positive Moment in der Platte kann sonach auf 0·08 bis 0·13 $p c^2$ vergrößert werden.

Man ersieht aus dieser Betrachtung, daß die oben angegebene übliche Regel, das Plattenmoment mit 0·1 $p c^2$ anzusetzen, nur einem günstigen Durchschnittswerte entspricht und daß bei einer im Verhältnis zum Balkenabstand c großen Balkenstützweite l das Moment sogar größer werden kann als dasjenige für freie Auflagerung $\frac{1}{8} p c^2$.

Die über den Tragbalken in der Platte auftretenden negativen Biegemomente sind mindestens in derselben Größe wie die positiven Momente zu berücksichtigen. Die an der Unterseite der Platte liegende Armierung ist demgemäß über den Tragrippen aufzubiegen und an ihre Oberseite zu legen (Abb. 46) oder es ist durchaus oder wenigstens an den Stellen der negativen Momente eine doppelte Armierung zu geben (Abb. 47).

Liegen die Tragbalken in einem größeren Abstände als etwa 2 m , so wird man die Platte durch Querträger stützen und kann sie dann auch als vierseitig aufgelagert berechnen, wenn sie eine Armierung sowohl nach der Längsrichtung wie nach der Querrichtung erhalten und wenn das Verhältnis der Auf-

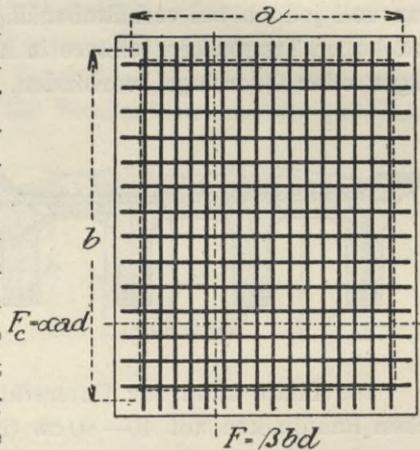


Abb. 48.

lagerlängen nach beiden Seitenrichtungen etwa das $1\frac{1}{2}$ fache nicht überschreitet. Sind (Abb. 48) die Seitenlängen a und b und ist die Platte derart armiert, daß der Eisenquerschnitt in dem zur Seite a parallelen Schnitte $\alpha\%$, in dem zur Seite b parallelen Schnitte $\beta\%$ der Betonquerschnittsfläche beträgt, so kann die Platte nach folgender Näherungsregel dimensioniert werden: Man vermindert die unter Annahme, daß die Platte nur auf zwei Rändern aufliegt, für die Stützweite a berechneten Momente im Verhältnisse $\beta b^2 : \alpha a^2 + \beta b^2$, jene ebenso für die Stützweite b berechneten Momente im Verhältnisse $\alpha a^2 : \alpha a^2 + \beta b^2$.

Diese Regel kann wie folgt begründet werden. Die mit $\beta\%$ armierte Platte hat nach der Seitenrichtung a bei der Stärke d und der Eisenspannung σ_c ein Tragmoment (nach Gleichung 7) $M' = 0\cdot008 \beta b d^2 \sigma_c$ und ebenso ist das Tragmoment nach der Seitenrichtung b bei der gleichen Eisenspannung $M'' = 0\cdot008 \alpha a d^2 \sigma_c$. Nimmt man an, daß sich die Belastung p pro m^2 der Platte so

verteilt, daß sie nach der Richtung a die Belastung p' , nach der Richtung b die Belastung p'' aufnimmt, so werden die Momente $M' = \frac{1}{8} p' b a^2$ und $M'' = \frac{1}{8} p'' a b^2$, und es folgt sonach $p' : p'' = \beta b^2 : \alpha a^2$; mit $p = p' + p''$ ergibt sich $p' = \frac{\beta b^2}{\alpha a^2 + \beta b^2} p$ und $p'' = \frac{\alpha a^2}{\alpha a^2 + \beta b^2} p$, was der obigen Berechnungsregel entspricht.

Die österreichische¹⁾ ministerielle Verordnung setzt hiervon abweichend unter Voraussetzung gleich starker Armierung nach beiden Seitenrichtungen

$$p' = \frac{b^4}{a^4 + b^4} p.$$

Gewöhnlich werden aber bei Brücken mit oben liegender Fahrbahn die Tragbalken so nahe gelegt, daß Querträger entfallen können; man soll jedoch bei verhältnismäßig schwachen Platten und schmalen und hohen Tragbalken letztere in Abständen von 3—5 m durch Querträger oder Querriegel verbinden, da hierdurch die Seitensteifigkeit

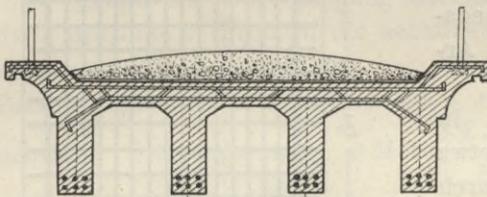


Abb. 49.

der ganzen Konstruktion wesentlich gewinnt und auch eine bessere Lastverteilung erzielt wird. Allerdings wird durch Weglassung der Querträger die Schalung vereinfacht und verbilligt.

Die Platte kann zur Unterstützung der Fußwege über die seitlichen Randbalken auf 40—80 cm (im Maximum etwa 0,5 des Balkenabstandes) frei ausgekragt werden (Abb. 49, 82 d). Man erspart dadurch

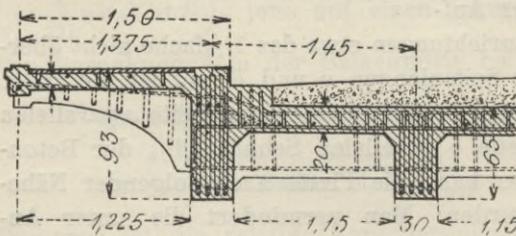


Abb. 50.

an der Breite der Widerlager und erreicht eine den übrigen Balken mehr gleichkommende Belastung der äußeren Balken. Damit kann auch, entsprechend der Höhenlage der Fußwege, eine Höherlegung der ausgekragten Platte verbunden werden. Diese erhält eine Armierung an der Oberseite, welche entweder die Fortsetzung der durchgehenden Plattenarmierung bildet oder sonstwie gut einzubinden ist. Bei größerer Auskragung der Platte unterstützt man sie durch Konsolen, welche die Verlängerung von Querträgern bilden können (Abb. 50) oder man ordnet einen Randträger an, der in Anbetracht der geringeren Belastung

verbunden werden. Diese erhält eine Armierung an der Oberseite, welche entweder die Fortsetzung der durchgehenden Plattenarmierung bildet oder sonstwie gut einzubinden ist. Bei größerer Auskragung der Platte unterstützt man sie durch Konsolen, welche die Verlängerung von Querträgern bilden können (Abb. 50) oder man ordnet einen Randträger an, der in Anbetracht der geringeren Belastung

niedriger als die übrigen Träger gewählt werden kann, was eine günstig wirkende Fassadegliederung gibt. Der seitliche Abschluß der Fahrbahn wird durch diese Randträger oder durch eine Randverstärkung der Platte gebildet (Abb. 47), in welcher das in der Regel aus Eisen bestehende Geländer durch Einbetonieren der Geländerpfosten oder in anderer Weise befestigt wird.

Für die Berechnung der Plattenbalken sind die in § 13, S. 94 aufgestellten Formeln in Anwendung zu bringen. Eine direkte Dimensionierung unter Einhaltung bestimmter Spannungen ist aber danach nicht durchzuführen. Man wird vorerst gewisse Grundmaße annehmen und bei Wahl derselben möglichst technisch und wirtschaftlich richtige Verhältnisse anstreben. Zu diesen Grundmaßen gehört vor allem:

1. Der Abstand c der Tragrippen. Eine Vergrößerung dieses Abstandes vermindert die Zahl der Tragbalken in der Brückenbreite, bedingt aber eine stärkere Platte. Bei Straßenbrücken, wo auf jede Tragrippe die vollen Raddrücke wirken können, wird man im allgemeinen durch Verminderung der Trägerzahl eine Ersparnis erzielen, so lange nicht der Trägerabstand die Wagenspurweite beträchtlich überschreitet. Der Balkenabstand c hat allerdings einen gewissen, wenn auch nicht sehr großen Einfluß auf die Balkenabmessungen b, h ,

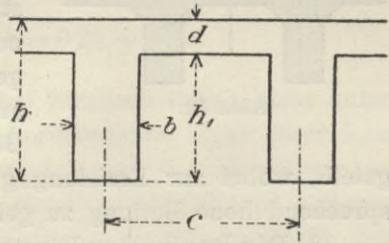


Abb. 51.

da einerseits mit dem Abstände c die auf einen Balken entfallende Eigengewichtslast, andererseits mit der Breite der Platte auch das Tragmoment des Plattenbalkens bis zur Grenze der vollen Ausnutzung der Armierung zunimmt. Sieht man aber hiervon ab, so kann der Balkenquerschnitt als von c unabhängig betrachtet werden und es entfällt auf den Quadratmeter Brückengrundfläche ein Balkenvolumen $\frac{b h_1}{c}$, und bei der Plattenstärke d ein Plattenvolumen d . Ist q die Belastung der Platte pro m^2 (Eigengewichtslast und Ersatzlast des Raddruckes), das Moment sonach angenähert $0.1 q c^2$, so kann für die mit 0.5% armierte Platte nach Formel 7) (S. 118) gesetzt werden

$$0.004 d^2 \sigma_e = 0.1 q c^2 \quad \text{oder} \quad d = 5 c \sqrt{\frac{q}{\sigma_e}} = k c,$$

womit das Gesamtbetonvolumen pro m^2 Grundfläche sich annähernd berechnet mit $\frac{b h_1}{c} + k c$. Das Minimum ergibt sich daraus für $c = \sqrt{\frac{b h_1}{k}}$

oder für $dc = bh_1$, sonach dann, wenn Platten- und Rippenquerschnittsfläche ungefähr gleich groß sind.

Setzt man einer Belastung entsprechend

	schweren Wagen,	mittelschweren Wagen,	leichten Wagen,	Fußgänger
$q =$	9000	6000	2500	1000 kg
so folgt mit $\sigma_e = 800 \text{ kg/cm}^2 = 8000000 \text{ kg/m}^2$				
$d =$	0.167	0.137	0.089	0.056 c
sonach				
$c =$	2.45	2.70	3.35	$4.22 \sqrt{bh_1}$

Nach ausgeführten Brücken liegt $\sqrt{bh_1}$ zwischen $0.05 l$ und $0.03 l$, so daß hiernach der Balkenabstand c mit $0.1 l$ bis $0.17 l$ anzunehmen ist.

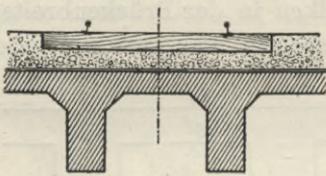


Abb. 52.

Bei Eisenbahnbrücken werden die Träger meist nach der Schienenlage so ausgeteilt, daß unter jedem Schienstrange entweder ein Balkenpaar (Abb. 47) oder auch nur ein breiter Balken angeordnet wird (Abb. 52). Man hat aber auch die Balken unabhängig von der Geleislage in gleichen Abständen aus-

geteilt, wobei zur Erzielung gleichmäßiger Lastverteilung eine entsprechend hohe Bettung zu geben ist (Abb. 53).

2. Die Breite der Rippen und ihr Verhältnis zur Balkenhöhe h . Da der Balken in seinem auf Zug beanspruchten Querschnittsteile

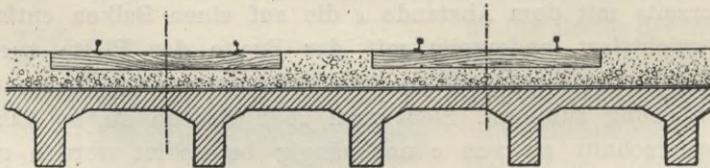


Abb. 53.

als nicht tragend angenommen wird, so ist eine Verminderung der Balkenbreite im allgemeinen wirtschaftlich vorteilhaft. Andererseits bietet aber eine allzu geringe Balkenbreite Schwierigkeiten für die Aufnahme der Schubkräfte, insbesondere im Anschlusse der Platte an den Balken; auch wird bei einer im Verhältnis zur Balkenhöhe und zur wirksamen Plattenbreite zu kleinen Balkenbreite leicht jene Grenze der rechnermäßigen Betonzugspannung überschritten, welche zur Vermeidung von Rissebildung einzuhalten ist (siehe österreichische Betonverordnung). Für kontinuierliche Tragwerke besitzen

schmale Balken über den Stützen einen zu kleinen Druckquerschnitt, nötigen daher daselbst zu einer Verbreiterung oder Erhöhung der Rippen oder Anwendung einer stärkeren Druckarmierung. Endlich verlangt auch die Unterbringung und gute Einbettung der Armierungseisen eine gewisse Mindestbreite, die dadurch bestimmt ist, daß der Achsabstand zweier Rundeisen vom Durchmesser d nicht unter $2\frac{1}{2}$ bis $3d$, der Achsabstand vom Rande nicht unter $1\frac{1}{2}d$ betragen soll.

Bei ausgeführten Plattenbalkenbrücken findet man als untere Grenze gewöhnlich die Breite von $b = 0.30 m$ eingehalten; bei leicht belasteten Trägern von geringer Höhe kann auch noch $b = 0.20 m$ ausreichen. Hohe Balken, bei denen, um die Eisen ordentlich einlegen und umstampfen zu können, ein Einsteigen in den Schalungskasten notwendig ist, sollen nicht unter $0.40 m$ breit gemacht werden. Man kann etwa folgende Regel zum ungefähren Anhalt nehmen

$$\text{für Straßenbrücken} \quad b = 0.2 m + 0.15 h$$

$$\text{„ Eisenbahnbrücken} \quad b = 0.25 + 0.2 h.$$

3. Die Plattenstärke d wird bei Straßenbrücken nicht unter $10 cm$ und selten über $20 cm$, bei Fußgängerbrücken nicht unter $8 cm$ ausgeführt. Das Verhältnis $d:h$ beträgt nach den Ausführungen bei niedrigen Trägern im Mittel $1:4$ bis $1:5$, bei höheren Trägern $1:5$ bis $1:8$. Bei schwachen Platten und hohen Balken empfiehlt sich die Anordnung aussteifender Querträger.

4. Die Balkenhöhe h wird bei angenommenen Grundmaßen c , b und d durch das geforderte Tragmoment bestimmt. Man wird die Wahl der letzteren so zu treffen haben, daß sich für h ein passender Wert ergibt. Dieser kann durch die verfügbare Bauhöhe eingeschränkt sein. Im allgemeinen wird bei Straßenbrücken für einfache Träger

das Verhältnis $h = \frac{1}{10} l$ bis $\frac{1}{14} l$ für kontinuierliche und Auslager-

träger $h = \frac{1}{11} l$ bis $\frac{1}{15} l$ eingehalten, und nur sehr leicht Fußgänger-

stege sind mit noch niedrigeren Trägern bis $h = \frac{1}{20} l$ ausgeführt

worden. Bei Eisenbahnbrücken finden wir das Verhältnis $h = \frac{1}{7} l$ bis $\frac{1}{10} l$.

Für den Entwurf einer Plattenbalkenbrücke kann man sich zur Dimensionierung zunächst nachstehender aus den allgemeinen Formeln abgeleiteten Näherungsformeln bedienen.

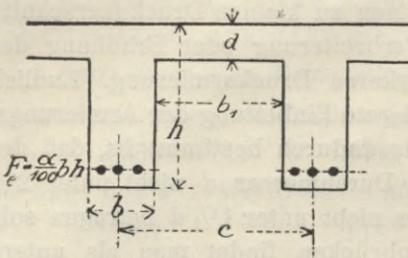


Abb. 54.

Bezeichnet

$k = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ das Verhältnis der Eisenzugspannung zu Betondruckspannung,

α die Zugarmierungsziffer in % von bh , also $F_e = \frac{\alpha}{100} bh$,

$b_1 = c - b$ den lichten Balkenabstand,

M das Traggmoment eines Elementes in der Breite c ,

so ist zu setzen:

$k =$	Traggmoment $M =$	Plattenquerschnittsfläche $(c - b) d \bar{\sigma}$
15	$(0.12 \alpha - 0.0113) b h^2 \sigma_b$	$\varepsilon \cdot (0.193 \alpha - 0.289) b h$
20	$(0.16 \alpha - 0.0055) b h^2 \sigma_b$	$\varepsilon \cdot (0.270 \alpha - 0.260) b h$
25	$(0.20 \alpha - 0.0021) b h^2 \sigma_b$	$\varepsilon \cdot (0.355 \alpha - 0.240) b h$
30	$0.24 \alpha \quad b h^2 \sigma_b$	$\varepsilon \cdot (0.450 \alpha - 0.225) b h$
35	$(0.28 \alpha + 0.0013) b h^2 \sigma_b$	$\varepsilon \cdot (0.556 \alpha - 0.214) b h$
40	$(0.32 \alpha + 0.0022) b h^2 \sigma_b$	$\varepsilon \cdot (0.675 \alpha - 0.207) b h$
45	$(0.36 \alpha + 0.0028) b h^2 \sigma_b$	$\varepsilon \cdot (0.850 \alpha - 0.203) b h$

} . . . 12)

Diesen Formeln ist mit $\varepsilon = 1$ ein Verhältnis $d = \frac{1}{5} h$ zugrunde gelegt und es ist der Abstand des Schwerpunktes der Eiseneinlagen von der Unterkante der Balken mit $0.1h$ angenommen. Für ein anderes Verhältnis der Plattenstärke zur Balkenhöhe tritt als Korrektur an die obigen Formeln für die Plattenquerschnittsfläche noch der Faktor

$$\varepsilon = \frac{12 - 0.1k}{13.5 - 0.5(k + 15)} \frac{d}{h} \quad \dots \quad 13)$$

Bei gegebenem oder zweckentsprechend (siehe oben) gewähltem Abstände c der Tragrippen und dadurch bestimmter Plattenstärke d sind aus obigen Formeln noch die Balkendimensionen b , h und die Armierungsziffer α zu berechnen. Da aber nur zwei Bestimmungsgleichungen vorliegen, so kann noch eine der 3 Größen, z. B. h beliebig gewählt werden. Ergeben sich damit keine passenden Werte der beiden anderen Größen b und α , so wäre die Annahme von h zu ändern.

Man kann aber auch versuchsweise vorgehen und unter Annahme zweier Größen, z. B. b und h , die dritte Größe, z. B. die Armierungsziffer α , aus der Gleichung für M berechnen. Die Einsetzung dieser Werte in die Gleichung für die Plattenquerschnittsfläche wird im allgemeinen nicht entsprechen, doch wird eine geringe Differenz noch keine großen Unterschiede in den Spannungen bewirken. Ist die aus der Gleichung berechnete Plattenquerschnittsfläche kleiner als die wirklich vorhandene $(c - b) d$, so wird die tatsächliche Betondruckspannung kleiner, als angenommen wurde; ergibt sie sich dagegen größer, so wird die in der Konstruktion auftretende Betondruckspannung den angenommenen Spannungswert überschreiten. Will man im letzteren Falle eine Spannungserhöhung vermeiden, so kann man die fehlende Plattenquerschnittsfläche, falls man es nicht vorzieht die Plattenstärke zu vergrößern, durch eine äquivalente Druckarmierung des Balkens ersetzen.

Hat man den Balken dimensioniert, so hat die Nachrechnung der Spannungen nach den Formeln 13) und 14) (Kapitel II, S. 94) zu erfolgen. Zur Berechnung von $\sigma_{b,d}$ und σ_e ist darin

$\mu = 0$, zur Berechnung der Betonzugspannung $\sigma_{b,z}$, deren Nachweis nach den österreichischen Vorschriften verlangt wird, ist $\mu = 0.4$ zu setzen.

Bei Brücken mit mehreren Öffnungen wird durch Anordnung durchgehender Tragwerke im allgemeinen ein ökonomischer Gewinn zu erzielen sein. Ungünstig für den kontinuierlichen Balken ist die Abhängigkeit seiner Stützenkräfte und somit auch seiner Beanspruchung von der Unveränderlichkeit der Höhenlage seiner Stützpunkte. Pfeilersenkungen, wie sie bei nicht ganz sicherem Baugrunde eintreten können, werden bei den verhältnismäßig kleinen Spannweiten der Eisenbetontragwerke einen nicht unbeträchtlichen Einfluß nehmen und die positiven Biegemomente vergrößern. Bei unsicherem Baugrunde ist daher von der Anordnung kontinuierlicher Tragwerke abzuraten. Jedenfalls wird man aber die Länge durchgehender Betontragwerke mit Rücksicht auf die Spannungen, welche durch die Wärme-

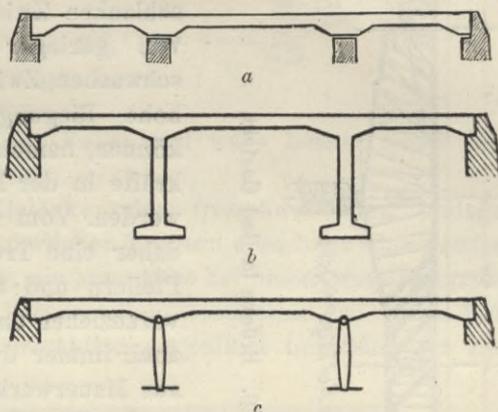


Abb. 55.

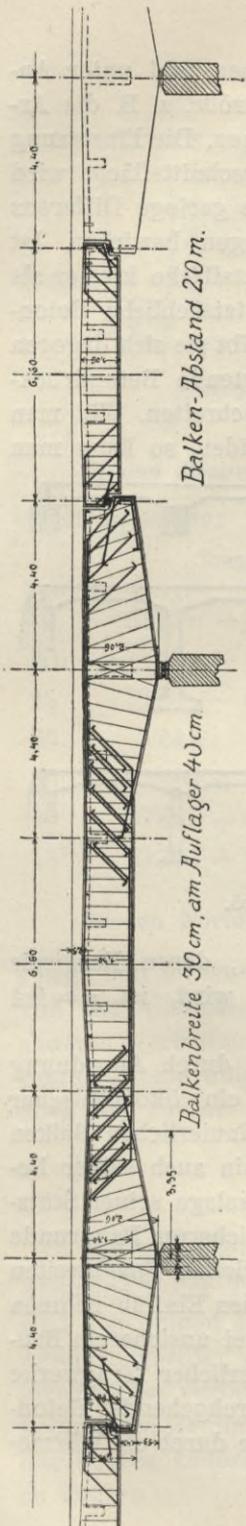


Abb. 56. Brücke in Bad Gastein.

schwankungen entstehen und bei größerer Länge zu Dilatationsrissen führen würden, einschränken und nicht über 30—40 m ausdehnen.

Man hat die kontinuierlichen Balken auf den Mittelpfeilern entweder frei aufgelagert (Abb. 55a) oder häufiger mit ihnen fest verbunden (Abb. 55b). In letzterem Falle tritt durch die Einspannungswirkung eine gewisse Verminderung der Balkenmomente ein, doch ist diese bei den gewöhnlich in Eisenbeton ausgeführten schlanken Zwischenstützen für die Balken von geringer Bedeutung, wogegen die schwachen Zwischenstützen selbst dadurch hohe Biegungsbeanspruchungen erfahren können, namentlich wenn auch noch Längskräfte in der Fahrbahn auf sie übertragen werden. Vom statischen Gesichtspunkte ist daher eine Trennung der Balken von den Pfeilern und frei bewegliche Auflagerung vorzuziehen und wird man diese Anordnung auch immer durchführen, wenn die Pfeiler aus Mauerwerk oder einem anderen Baustoffe (Eisen) bestehen, dagegen wird bei Eisenbetonpfeilern zur Vereinfachung der Ausführung gewöhnlich die feste Verbindung mit dem Tragwerke gewählt. Am richtigsten wäre es aber, schlanke Zwischenstützen als Pendelpfeiler auszubilden (Abb. 55c).

Durch die Anwendung von Ausleger- oder Kragträgern lassen sich die Vorteile einer durchgehenden Tragkonstruktion, nämlich Verminderung der positiven Biegemomente erreichen, ohne die den kontinuierlichen Trägern anhaftenden Nachteile des ungünstigen Einflusses einer allfälligen Stützensenkung mit in Kauf nehmen zu müssen. Die Ausbildung der Gelenke, beziehungsweise der Auflager der Koppel-

träger auf den Kragarmen, erfordert aber eine entsprechende Rücksichtnahme auf die daselbst auftretenden Scherkräfte durch richtige Anordnung der Armierung und reichliche Bemessung der Bügel. Den theoretischen Anforderungen ist durch eine frei bewegliche Auflagerung der Koppelträger mittels Kipplatten, zu entsprechen.

Abb. 56 zeigt eine Auslegerbrücke, welche bei der Rekonstruktion einer Straße an einer Rutschlehne zur Ausführung gekommen ist. Die hier in Anwendung gebrachte schiefe Auflagerung des Koppelträgers

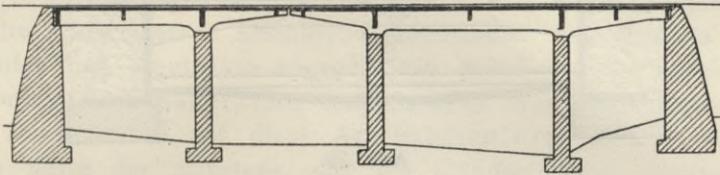


Abb. 57.

hat aber Unbestimmtheiten zur Folge und wäre besser durch eine gerade Auflagerung zu ersetzen.

Die Anordnung der Gelenke oder freischwebenden Auflager verursacht gegenüber kontinuierlichen Trägern allerdings eine gewisse Erschwernis und Verteuerung, sie kann aber bei unsicherem Baugrund sich als sehr empfehlenswert herausstellen, wenn damit bei Anwendung einer durchgehenden Tragkonstruktion gegenüber unabhängigen Ein-

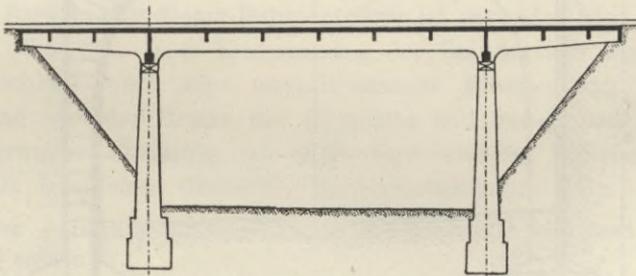


Abb. 58.

zelträgern ein wirtschaftlicher Gewinn zu erzielen ist. Dies kann gegebenenfalls allerdings nur durch vergleichende Entwürfe entschieden werden.

Einfacher gestaltet sich für die Ausführung die Anordnung bloßer Kragträger, welche durch vollkommene Trennung der durchgehenden Konstruktion durch Schnitte in jedem zweiten Felde erhalten werden (Abb. 57). Es erfordert diese Anordnung aber günstige Spannweitenverhältnisse, so daß sich nicht bei großer Kragarmlänge

unzulässige Einsenkungen an den Trennungsstellen ergeben. In manchen Fällen kann von ausgekragten Trägern vorteilhaft Gebrauch gemacht werden, um im Anschlusse der Brücke an das Terrain oder an die Dammschüttung hohe, dem Erddrucke ausgesetzte Widerlager und Flügelmauern zu ersparen (Abb. 58).

In durchgehenden und in Kragträgern entstehen über den Zwischenstützen negative Momente, für deren Aufnahme dem Balken

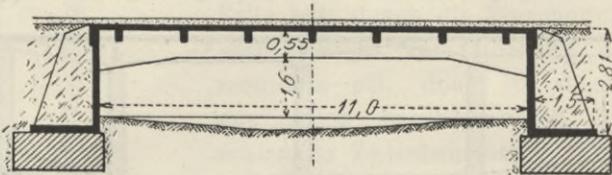


Abb. 59.

die Druckplatte fehlt. Es wird deshalb in der Regel notwendig, die Balkenhöhe über den Mittelpfeilern zu vergrößern oder eine Druckarmierung zu geben, oder auch den Balken auf beide Art, eventuell auch durch eine Verbreiterung zu verstärken. Bei Kragträgern kann durch Wahl der Armlänge das Stützenmoment in bestimmter Größe gehalten werden.

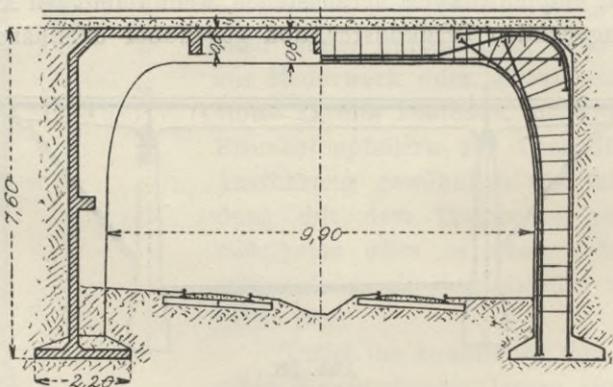


Abb. 60.

Der Berechnung der kontinuierlichen Träger wird, wie bei allen statisch unbestimmten Tragwerken aus Eisenbeton, ein durchaus gleicher Elastizitätskoeffizient des Betons und ein voll wirkender Betonquerschnitt zugrunde gelegt. Man hat sonach die Querschnittsträgheitsmomente auf Grund der Berechnungsweise I (Kapitel II, § 13) zu ermitteln und in die Berechnung einzuführen. Gewöhnlich kann aber die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes unberücksichtigt bleiben

und der kontinuierliche Balken für ein konstantes Trägheitsmoment berechnet werden (siehe Band I, § 12). Die existierenden Tabellenwerke¹⁾, welche ein unmittelbares Auftragen der Einflußlinien der Momente und Querkräfte des kontinuierlichen Trägers ermöglichen, leisten hierbei gute Dienste.

Um auch bei Trägern über bloß eine Öffnung eine Verminderung der positiven Bieugungsmomente zu erzielen, hat man sie mit den Widerlagern in feste Verbindung gebracht und dadurch eine teilweise Einspannung herbeigeführt. Es ist dann am rationellsten, auch die Widerlager in Eisenbeton herzustellen, und zwar in Form von unter den Tragbalken angeordneten Ständern, die durch eine den Druck der Hinterfüllung aufnehmende Wandplatte verbunden sind. Es entstehen auf diese Art rahmenförmige Tragwerke, welche unter der Annahme, daß die Ständerpfosten unverschiebliche Stützpunkte haben, nach der für Bogenträger geltenden Theorie zu berechnen sind. Die Wandplatte wird gewöhnlich an die Vorderseite der Ständer gelegt; sie bildet dann mit einer durchgehenden Fußplatte eine durch die Ständer rippenförmig verstärkte Winkelstützmauer (Abb. 59). Eine andere, bei Wegüberführungen auf den sächsischen Staatsbahnen zur Ausführung gebrachte Type hat die Wandplatte an der Rückseite der Pfosten (Abb. 60), was in Verbindung mit einer kräftigen Ausrundung der Ecken für die Rahmenwirkung vorteilhafter ist.

Bei Berechnung dieser Rahmenträger ist entweder eine gelenkige Stützung oder eine feste Einspannung der Ständerfüße anzunehmen. In Wirklichkeit wird eine unvollkommene Einspannung bestehen, deren Grad von der Breite der Fußplatte und der Unnachgiebigkeit des Baugrundes abhängig ist. Für eine sichere Dimensionierung werden die möglichen Grenzfälle zu berücksichtigen sein.

4. Der gelenkig gelagerte Rahmen (Abb. 61) berechnet sich nach folgenden Formeln:

1. Lotrechte Belastung. Es bezeichne
- | | | |
|---|---|--------------------------|
| J das Trägheitsmoment | } | des Balkenquerschnittes, |
| F die Fläche | | |
| J_1 das Trägheitsmoment eines Ständerquerschnittes, | | |
| l und h Spannweite und Höhe des Rahmens, | | |

¹⁾ Griot, Interpolierbare Tabellen zum Auftragen der Einflußlinien kontinuierlicher Träger. 1904.

Lederer, Analytische Ermittlung von Einflußlinien. Berlin, W. Ernst & Sohn.

Elwitz, Berechnung durchgehender Träger aus Eisenbeton. Beton und Eisen, 1908.

$M = Hx$ von $x = 0$ bis $x = a$

$M = (H - W)x + Wa$ von $x = a$ bis $x = h$

für einen Querschnitt des Balkens $M = (H - W)h + Wa \left(1 - \frac{x}{l}\right)$

” ” ” ” rechten Ständers $M = (W - H)x$.

Die Einsetzung in Gleichung 14) ergibt mit einer kleinen Ungenauigkeit (Vernachlässigung des dritten, sehr kleinen Gliedes von x)

$$H = \left\{ 1 - \frac{1}{2} \left[1 + \left(\frac{h}{l} - \frac{a^2}{3hl} \right) \frac{J}{J_1} \right] \frac{a}{xh} \right\} W \dots \dots \dots 17)$$

Hiernach kann wieder die Einflußlinie von H für ein variables a aufgetragen werden (Abb. 62).

Für $a = 0$ ist $H = W$,

für $a = h$ ist $H = \frac{1}{2}W$.

Mit H bestimmen sich die auf Ständer und Balken entfallenden Biegemomente. Die graphische Verzeichnung (Abb. 62) wird am einfachsten, wenn a als Momentenbasis angenommen wird.

Sind beide Ständer durch die gleiche Kraft W belastet, so ergeben sich die Momente durch Summierung der beiderseitigen Wirkungen nach Abb. 63.

Man kann nun ohne Schwierigkeit auch die Kräfte ermitteln, welche eine stetig verteilte Wandbelastung durch den Erddruck hervorruft.

B. Bei fester Einspannung der Ständerfüße (Abb. 64) ist die Anordnung hinsichtlich der äußeren Kräfte dreifach statisch unbestimmt und kann analog einem eingespannten Bogenträger (siehe § 4) berechnet werden.

1. Lotrechte Belastung. Mit den gleichen Bezeichnungen wie oben erhält man durch Anwendung der Formeln 27, S. 38, mit Vernachlässigung der Formänderung durch die Axialkraft

$$H = \frac{\int_0^l M dx}{\frac{2}{3}hl \left(1 + \frac{1}{2} \frac{h}{l} \frac{J}{J_1} \right)} \dots \dots \dots 18)$$

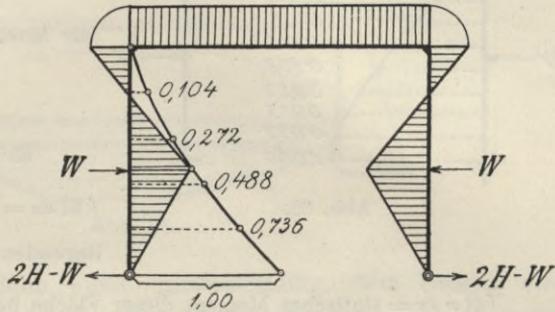


Abb. 63.

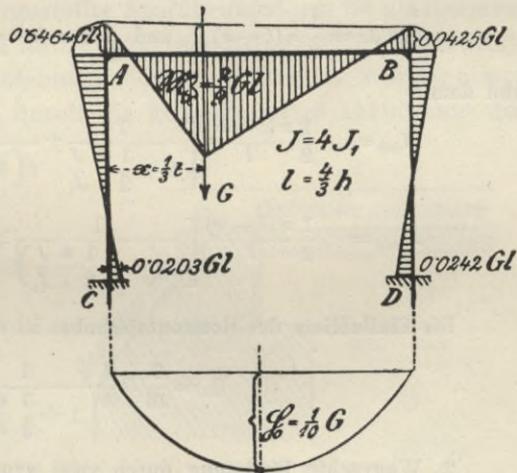
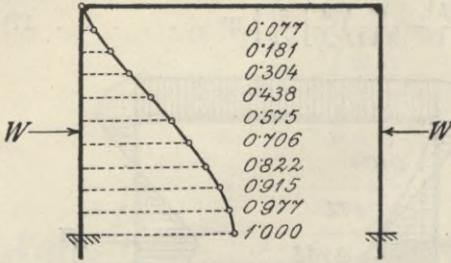


Abb. 64.

ferner die Momente am Fuße der Ständer

$$M_c = - \frac{\int_0^l \mathfrak{M} x \, dx}{l^2 \left(\frac{1}{6} + \frac{h}{l} \frac{J}{J_1} \right)} + \frac{1}{3} H h \dots \dots \dots 19)$$



$$M_d = + \frac{\int_0^l \mathfrak{M} x \, dx}{l^2 \left(\frac{1}{6} + \frac{h}{l} \frac{J}{J_1} \right)} + \frac{1}{3} H h \dots \dots \dots 20)$$

die Momente an den Rahmenecken

$$M_a = M_c - H h$$

$$M_b = M_d - H h.$$

Es ist darin

$\int_0^l \mathfrak{M} \, dx$ = Momentfläche des frei aufliegenden Trägers AB

$\int_0^l \mathfrak{M} x \, dx$ = statisches Moment dieser Fläche bezogen auf die Mittelachse.

Für Belastung durch eine Einzellast G im Abstände x von A wird

$$\int_0^l \mathfrak{M} \, dx = \frac{1}{2} x (l - x) G \quad \text{und} \quad \int_0^l \mathfrak{M} x \, dx = \frac{1}{12} x (l - x) (l - 2x) G$$

und damit

$$M_{a,b} = - \frac{1}{2} \frac{x (l - x)}{l} \left[\frac{1}{1 + \frac{1}{2} \frac{h}{l} \frac{J}{J_1}} \pm \frac{l - 2x}{l \left(1 + 6 \frac{h}{l} \frac{J}{J_1} \right)} \right] G \dots \dots \dots 21)$$

$$M_{c,d} = \frac{1}{2} \frac{x (l - x)}{l} \left[\frac{1}{2 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{h}{l} \frac{J}{J_1} \right)} \mp \frac{l - 2x}{l \left(1 + 6 \frac{h}{l} \frac{J}{J_1} \right)} \right] G \dots \dots \dots 22)$$

Die Einflußlinie des Horizontalschubes ist eine Parabel mit der Scheitelhöhe

$$\mathfrak{H}_0 = \frac{3}{16} G \frac{l}{h} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \frac{h}{l} \frac{J}{J_1}} \dots \dots \dots 23)$$

2. Wagrechte Belastung durch zwei symmetrische Kräfte W (Abb. 65).
Man erhält

$$H = \frac{(h - a)}{h^3 (2 l J_1 + h J)} \left\{ [(h - a)^2 - 3 h^2] J_1 l - (h - a) (h + 2 a) J h \right\} W \dots \dots \dots 24)$$

$$M_{c,d} = \frac{h - a}{h^3 (2 l J_1 + h J)} \left\{ [h^2 - (h - a)^2] J_1 l + a h (h - a) J \right\} W \dots \dots \dots 25)$$

Mit Hilfe dieser Formeln lassen sich die einwirkenden Kräfte infolge beliebiger Belastung des Balkens sowie auch jene infolge des Erddruckes auf die Seitenwände berechnen.

Bei der Ausbildung der Fundamente solcher Rahmenkonstruktionen ist auf die auftretende Horizontalkraft Bedacht zu nehmen und muß der entsprechende Gleitwiderstand gegen Verschiebung vorhanden sein. Die Horizontalkraft H wird um so größer, je kleiner das Verhältnis der Ständerhöhe zur Spannweite und je steifer der Ständerquerschnitt ist. Mit H wachsen auch die Einspannungsmomente des Balkens, so daß sie auch größer als die positiven Momente werden

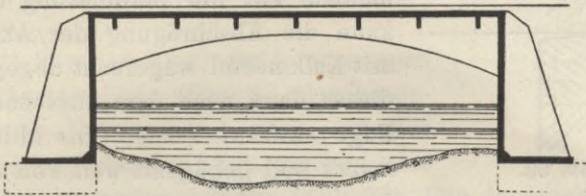


Abb. 66.

können. Es erscheint dann nicht unzweckmäßig, dem Balken eine Bogenform zu geben (Abb. 66). Die Berechnung hat hier aber auf die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes Rücksicht zu nehmen.

Auch die in Abb. 67 dargestellte Ausführungsform ist als Rahmenträger aufzufassen, wenn die im Auflager der Balken auftretende Horizontalkraft durch den Verschiebungswiderstand daselbst aufgenommen wird. In diesem Falle kann durch die konsolenartige Ausbildung der

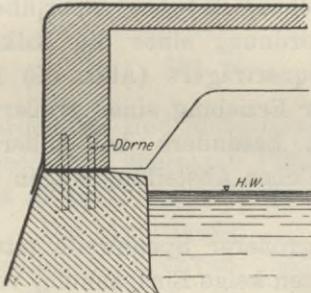


Abb. 67.

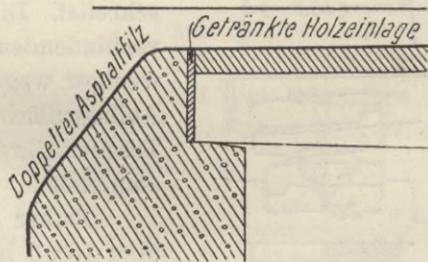


Abb. 68.

Balkenenden eine Verminderung der auf den Balken einwirkenden positiven Momente erzielt werden.

Die Auflagerung der Balken auf den Widerlagern und Zwischenpfeilern soll eine derartige sein, daß, wenn nicht von vorneherein eine Einspannung beabsichtigt und bei der Berechnung vorausgesetzt wurde, eine freie Beweglichkeit, nämlich eine geringe Verdrehung der Balkenenden bei der Durchbiegung und auch eine kleine Längsverschiebung infolge der Wärmewirkung möglich gemacht ist.

Bei Tragwerken von kleiner Spannweite (bis etwa 10 m) werden allerdings zumeist keine besonderen Lager ausgebildet, sondern die Balken unmittelbar auf die Widerlager aufgelagert, jedoch ist wenigstens die Anbringung einer isolierenden Zwischengeschicht (Dachpappe) und

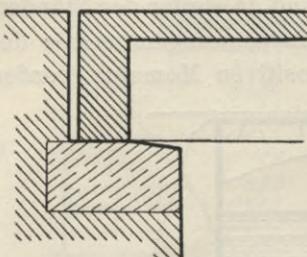


Abb. 69.

eine leichte Abschrägung der Auflagerfläche an der Vorderkante zu empfehlen (Abb. 68), um ungünstige Kantenpressungen zu vermeiden. Vor der Betonierung des Balkens kann die Abschrägung der Auflagerfläche mit Kalkmörtel wagerecht abgeglichen und dieser dann nach dem Ausschalen aus der Fuge entfernt werden. Die Mitte des Auflagers soll genügend weit von der Vorderkante der Pfeiler zurückgesetzt werden, da

sonst sehr ungleiche Fundamentbelastungen und bei nicht sicherem Baugrunde Widerlagerverdrehungen entstehen können. Man kann bei der Lichtweite l_w diesen Abstand etwa mit $a = 0.20 + 0.012 l_w$, die Stützweite sonach mit

$$l = l_w + 2a = 0.40 + 1.024 l_w \dots \dots \dots 26)$$

bemessen, was unter allen Umständen ausreichend sein dürfte. Die Auflagerlänge der Balken selbst ist groß genug zu wählen, daß die Druckbeanspruchung 25 kg/cm^2 nicht überschreitet. Die Anordnung eines die Balken verbindenden Endquerträgers (Abb. 69) ist weniger wegen der Erzielung einer größeren Auflagerfläche als, besonders bei höheren Trägern, ihrer seitlichen Absteifung wegen zu empfehlen.

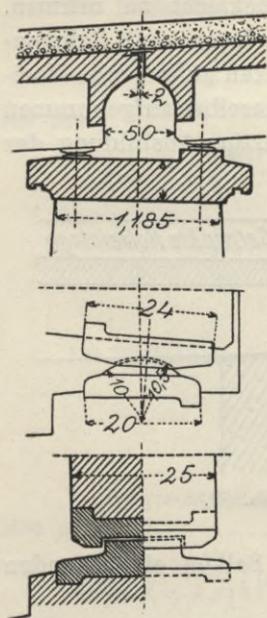


Abb. 70.

Balken von größerer Spannweite (etwa über 10 m), bei denen keine Einspannung vorgesehen ist, sollen zur Erzielung freier Auflagerung und zur Verminderung des sich der Dilatation entgegenstellenden Reibungswiderstandes regelrechte eiserne Lager erhalten. Man bildet diese (Abb. 82) aus einer an der Unterseite des Balkens angelegten und in

diesen mit Zapfen oder Rippen eingreifenden Platte — eine stärkere Blechplatte wird hier bei kleiner Belastung genügen —, welche auf der eigentlichen Lagerplatte aufliegt. Letztere aus Roh- oder Stahlguß erhält eine schwach gewölbte Oberfläche und solche Abmessungen,

daß der Druck an der Unterfläche in den zulässigen Grenzen bleibt. Ihre Stärke ist aus der Biegungsbeanspruchung zu berechnen (siehe untenfolgendes Beispiel). Gegen Querverschiebungen der Balken und an den festen Lagern auch gegen Längsverschiebungen, sind allfällig Sicherungen durch Rippenansätze an den Platten oder durch Zapfeneingriff vorzusehen. Abb. 70 zeigt die Kipplager der in starker Steigung (1:12) gelegenen Montbrillantbrücke in Lausanne.

Anstatt eiserner Kipplager können auch solche aus hartem Stein (Granit- oder besonders gehärtete Betonquader) nach Art der später zu besprechenden Steingelenke der Bogenbrücken Anwendung finden (Abb. 71). Für die Dimensionierung gelten die dort gegebenen Regeln.

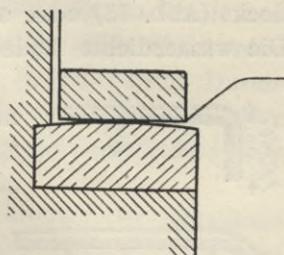


Abb. 71.

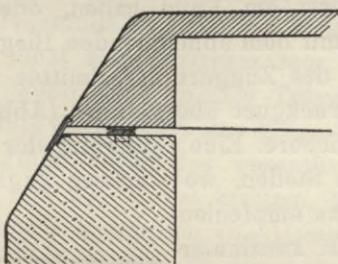


Abb. 72.

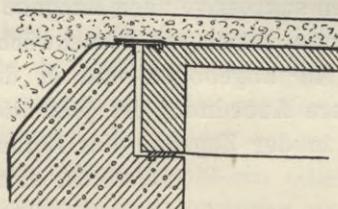


Abb. 73.

werden, so sind Rollenlager anzuordnen. Es wird dies besonders bei hohen und schlanken Pfeilern und bei kontinuierlichen Tragwerken mit größerer Ausdehnungslänge in Frage kommen.

Die Anordnung besonderer Lager verteuert natürlich die Kosten des Bauwerkes, doch bietet sie den Vorteil klar bestimmter Kräftewirkung, die man im allgemeinen

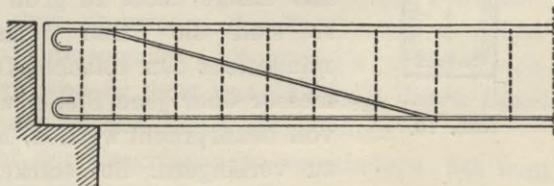


Abb. 74.

auch bei Eisenbetonkonstruktionen nicht minder wie bei reinen Eisenkonstruktionen anstreben soll.

Der Abschluß der Tragkonstruktion über den Widerlagern kann entweder nach Abb. 68 und 73 wie bei den hölzernen und

eisernen Tragwerken durch eine auf dem Widerlager stehende Abschlußmauer oder nach Abb. 67 und 72 durch einen die Balkenenden verbindenden Betonkörper erfolgen. Der entstehende Spalt wird mit einem oder zwei aufeinander schleifenden Zinkblechstreifen überdeckt (Abb. 73) oder auch nur mit einem lärchenen Brett ausgefüllt. Die wasserdichte Abdeckung ist darüber zu führen.

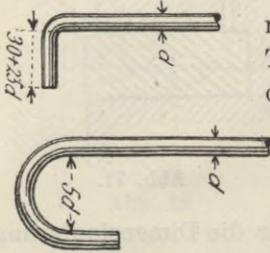


Abb. 75.

In ähnlicher Weise sind auch die Trennungsfugen zu überdecken, die zwischen den Tragwerken angrenzender Öffnungen vorkommen oder bei durchgehenden Tragwerken in höchstens 30—40 m Abstand anzuordnen sind.

Die Rundeisen, welche die Armierung der Balken bilden, werden entweder in einer flachen Abbiegung nach oben zum Auflager geführt (Bauweise Hennebique, Abb. 74), so daß sie nach Art eines Hängewerkes wirken und ihre eigentliche Verankerung erst am Ende haben, oder sie werden sukzessive nach Maßgabe der mit dem abnehmenden Biegemomente zulässigen Verschwächung des Zuggurtquerschnittes unter zirka 45° abgebogen und in den Druckgurt übergeführt (Abb. 56). Letztere Anordnung ist jetzt die üblichere. Eine Endigung der Zug-eisen in der Zugzone des Betons an Stellen, wo stärkere Zugkräfte auftreten, ist nicht zu empfehlen.

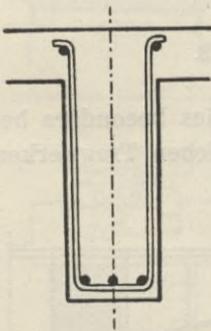


Abb. 76.

Hierauf ist auch bei kontinuierlichen Balken zu achten und es sind daher die Eisen entweder ohne Unterbrechung mit zweimaliger Abbiegung über die Mittelstützen zu führen oder wenn ihre Länge dabei zu groß wird, so sind die Eisen noch um mindestens den 40fachen Durchmesser über jene Stelle, wo sie voll beansprucht werden, hinaus zu verlängern. Bei starker Ar-

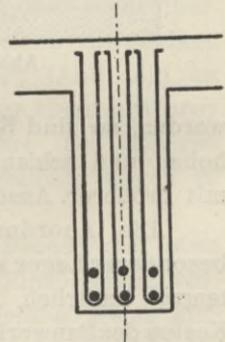


Abb. 77.

mierung kann es dann allerdings Schwierigkeiten machen, die sich übergreifenden Eisen mit dem notwendigen Zwischenraum zu verlegen; in diesem Falle empfiehlt sich eine Verbindung der durchgehenden Eisen, aber nicht durch Schweißung, die bei Flußeisen leicht mangelhaft ausfällt, sondern am besten durch Schraubenmuffen. Für jeden Balken ist ein Plan der Armierungs-

rundeisen (Biegeplan) mit Angabe ihrer Längen und Abbiegungen anzufertigen.

Die Enden der Rundeisen werden hakenförmig gebogen; diesen Endhaken kommt eine um so größere Wichtigkeit zu, je weniger auf eine Festhaltung der Eisen durch die Anhaftefestigkeit im Beton vor ihrer Endigung gerechnet werden kann. Die Haken (Abb. 75) werden entweder rechtwinkelig gestaltet (Länge des Hakens beim Durchmesser der Rundeisen d in mm etwa $30 + 2.5 d$), oder nach Considère mit halbkreisförmiger Abbiegung nach einem inneren Radius von $2.5 d$. Letztere Form soll die wirksamere sein.

Die schräge Aufbiegung der Rundeisen kommt der Aufnahme der Scherkräfte im Balken sehr zugunsten. Nichtsdestoweniger wird nach dem derzeitigen Stand unserer Erfahrungen von allen Eisenbetonkonstrukteuren der Anordnung von Bügeln eine entsprechende Wichtigkeit beigemessen. Über ihre Notwendigkeit zur Aufnahme der Scherkräfte, ihre Stärke und Entfernung, gibt die Näherungsbeziehung (siehe S. 95) Aufschluß.

Jedenfalls soll man bei Brückenträgern mit der Anbringung von Bügel nicht allzu sparsam sein, sondern sie in der ganzen Trägerlänge, wenn auch in der Trägermitte in größeren Abständen (im Maximum etwa gleich der Trägerhöhe), anordnen, da sie zur Erzielung eines guten Verbundes wesentlich beitragen. Die Bügel werden entweder aus 20—40 mm breitem, 2—3 mm dicken Flacheisen oder aus schwachem Rundeisen (6—10 mm) hergestellt und entweder so gestaltet, daß sie nur an der Außenseite der Balken liegend sämtliche Rundeisen umgeben (Abb. 76) oder es erhält jedes der nebeneinander liegenden Rundeisen seinen besonderen Bügel (Abb. 77). Im letzteren Falle kommen auch **M**- oder **W**-förmige Bügel zur Anwendung. Diese mehrfachen Bügel sind wohl wirksamer, für die Ausführung sind aber die einfachen, bloß an den Außenflächen liegenden Bügel bequemer, da die mehrfachen Bügel dem Einbringen des Betons und dem Einsteigen in die Schalung einigermaßen hinderlich sind. Druckarmierungen aus Rundeisen sind in ihrer ganzen Länge durch Bügel in nicht zu weiten Abständen in den Beton einzubinden.

Um das Eigengewicht der Tragrippen zu vermindern, hat man wohl auch wie bei den Hauptträgern der später zu besprechenden Balkenbrücken mit versenkter Fahrbahn die Tragwand mit rechteckigen Öffnungen durchbrochen. Man muß dabei aber auf die Querkkräfte bedacht nehmen und wird die Durchbrechungen vornehmlich nur in der Trägermitte und mit genügend breiten dazwischen liegenden Stegen anordnen. Es ist fraglich, ob die erzielte geringe Ersparnis

an Betonvolumen die damit unzweifelhaft verbundene Schwächung des Trägers und die Arbeiterschwerms rechtfertigt. Das gleiche gilt auch von der versuchten Ausbildung der Rippen als Fachwerksträger, über welche später noch gesprochen wird.

Eine besondere Ausbildung zeigen die Plattenbalken nach Bauweise Möller. Die Rippen sind fischbauchförmig gestaltet und durch kräftige an der Unterseite liegende Flacheisen, welche den Zuggurt bilden und an ihren Enden durch angenietete Winkeleisen in den Betondruckgurt verankert sind, bewehrt (Abb. 78). Es werden hier die Zugkräfte unmittelbar an dieser Verankerungsstelle abgegeben, so daß die Anhaftfestigkeit nicht viel in Frage kommt und, bei gleichförmiger Belastung wenigstens, auch keine nennenswerten Schubkräfte auftreten; dafür ist aber auf eine gute Ausbildung der Verankerung Bedacht zu nehmen.

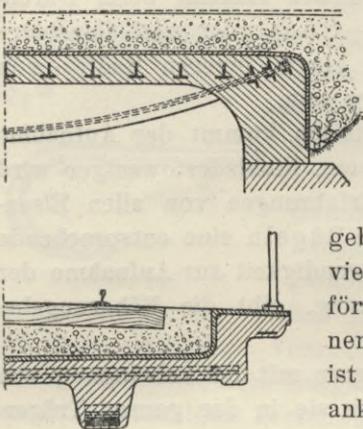


Abb. 78.

Beispiel. Straßenbrücke mit oben liegender Fahrbahn von 12 m Lichtweite, 7,6 m Breite (5 m Fahrbahnbreite, je 1,3 m Fußwegbreite). Belastungsannahme nach der österreichischen Verordnung für Brücken 1. Klasse.

Wir ordnen 5 Tragrippen im Abstände $c = 1,6 \text{ m}$ an und lassen die Fußwege 0,6 m weit auskragen (Abb. 82 d). Für die Berechnung der Platte stellen wir einen größten Raddruck von 4 t in Rechnung und nehmen bei einer 30 cm hohen Schotterdecke eine Verteilungsbreite von 70 cm nach der Längs- und Querrichtung der Platte an. Für 1 m Breite der Platte ist dann mit einer Belastung von

$\frac{4}{0,7} = 5,71 \text{ t}$ zu rechnen und es beträgt das Moment der Radlast für die frei aufliegende Platte

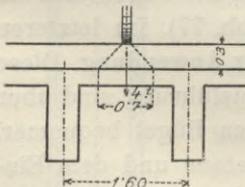


Abb. 79.

$$\frac{1}{2} 5,71 \left(0,8 - \frac{0,35}{2} \right) = 1,785 \text{ tm.}$$

Das Eigengewicht der Schotterdecke pro 1 m² ist 30 · 18 = 540 kg

„ „ Platte „ 1 m² „ 20 · 24 = 480 kg

zusammen 1020 kg.

Demnach das Moment vom Eigengewicht $\frac{1}{8} 1,02 \cdot 1,6^2 = 0,326 \text{ tm}$

und das Gesamtmoment $1,785 + 0,326 = 2,111 \text{ tm}$.

Mit Rücksicht auf die Kontinuität und teilweise Einspannung der Platte über den Tragrippen wird dieses Moment um 20% vermindert in Rechnung gestellt, so daß die Platte für das Moment $M = 0,8 \cdot 2,111 \text{ kgm} = 1689 \text{ kgm}$ zu dimensionieren ist.

Für eine zulässige Betonbeanspruchung $\sigma_b = 33 \text{ kg/cm}^2$ und eine Eisenzugspannung $\sigma_e = 800 \text{ kg/cm}^2$ (siehe Verordnung S.108), sonach für $k = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{800}{33} = 24.2$ berechnet sich die Armierungsziffer nach 6) mit

$$\alpha = \frac{675}{k(k+15)} = 0.71\%$$

Demnach das Tragmoment nach 7) mit

$$M = 0.008 \cdot 0.71 \cdot 100 \cdot d^2 \cdot 800 = 454 d^2 \text{ kg/cm.}$$

Die Plattenstärke folgt sonach aus

$$454 d^2 = 168900 \text{ mit } d = 19.3 \text{ oder rund } 20 \text{ cm.}$$

Die Querschnittsfläche der Armierung pro 1 m Plattenlänge

$$F_e = \alpha d = 0.71 \cdot 19.3 \doteq 14 \text{ cm}^2$$

erfordert auf 1 m Plattenlänge 11 Rundeisen von 13 mm Durchmesser.

Die Stützweite der Tragbalken kann nach Formel 26) mit

$$l = 0.4 + 1.024 \cdot 12 = 12.7 \text{ m}$$

angenommen werden. Die größte Beanspruchung einer Tragrippe wird durch eine Straßenwalze hervorgerufen, wenn die Vorder- und eine Hinterwalze sich über dem Tragbalken in der (in Abb. 80) skizzierten Stellung befinden. Der Druck der mit 8 t belasteten 1.4 m breiten Vorderwalze, desgleichen auch der Druck der 5 t schweren und 0.5 m breiten Hinterwalze verteilt sich allerdings durch die Fahrbahndecke auf eine größere Breite (von etwa 2.0 m, beziehungsweise 1.1 m), so daß auch die seitlichen Tragrippen einen gewissen Lastanteil aufnehmen. Man wird aber, falls keine aussteifenden Querträger angeordnet werden, nicht in vollem Maße auf eine Übertragung dieses Druckes durch die nur 20 cm starke Platte rechnen dürfen, und daher bei höherer Sicherheit die

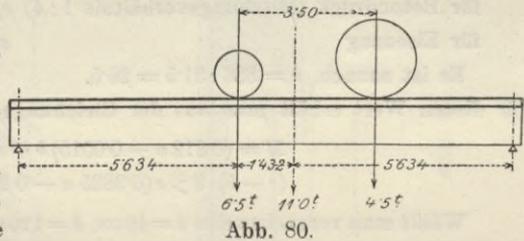


Abb. 80.

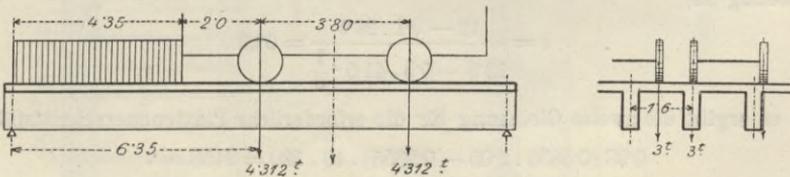


Abb. 81.

Tragrippe entweder für den unverminderten Druck der Walzen dimensionieren, oder eine Lastübertragung auf die seitlichen Rippen nur in beschränktem Maße in Rechnung ziehen. Wir nehmen demgemäß den auf die belastete Tragrippe wirkenden Druck der Vorderwalze mit 6.5 t, den Druck der Hinterwalze mit 4.5 t an und erhalten bei der Laststellung nach Abb. 80 für das größte Moment

$$M_p = 11 \cdot \frac{5 \cdot 634^2}{12 \cdot 7} = 27 \cdot 491 \text{ tm.}$$

Die Belastung mit 12 *t* schweren Wagen ruft kleinere Momente hervor. Man hätte nämlich für zwei nebeneinander stehende Wagen nach Abb. 81 als Radruck einzuführen $3 \left(1 + \frac{0 \cdot 7}{1 \cdot 6}\right) = 4 \cdot 312 \text{ t}$ und hinter dem Wagen eine gleichmäßig verteilte Belastung durch Menschengedränge von $0 \cdot 46 \times 1 \cdot 6 = 0 \cdot 736 \text{ t}$ pro 1 *m* anzunehmen. Für diesen Belastungsfall erhält man

$$M_p = (8 \cdot 624 \cdot 8 \cdot 25 + 0 \cdot 736 \cdot 4 \cdot 35 \cdot 2 \cdot 17) \frac{6 \cdot 35}{12 \cdot 7} - 4 \cdot 312 \cdot 3 \cdot 8 = 22 \cdot 662 \text{ tm.}$$

Das Eigengewicht pro 1 *m* Tragbalken beträgt

Schotterdecke und Platte	1 \cdot 020 \cdot 1 \cdot 6 = 1 \cdot 632 \text{ t}
Balken	0 \cdot 900 \text{ t}
	zusammen 2 \cdot 532 \text{ t,}

daher das Moment vom Eigengewicht

$$M_g = \frac{1}{8} 2 \cdot 532 \cdot \overline{12 \cdot 7}^2 = 51 \cdot 048 \text{ tm.}$$

Das größte Angriffsmoment wird sonach $M = 27 \cdot 491 + 51 \cdot 048 = 78 \cdot 539 \text{ tm.}$

Als zulässige Beanspruchung wird nach den österreichischen Vorschriften angenommen:

für Betondruck (Mischungsverhältnis 1 : 4) $\sigma_b = 29 + 0 \cdot 2 l = 31 \cdot 5 \text{ kg/cm}^2$

für Eisenzug $\sigma_e = 800 + 3 l = 836 \text{ kg/cm}^2$.

Es ist sonach $k = 836 : 31 \cdot 5 = 26 \cdot 5$.

Für diesen Wert erhält man aus der Gleichungsgruppe 12) durch Interpolation

$$M = (0 \cdot 212 \alpha - 0 \cdot 0015) b h^2 \sigma_b = 7853900$$

$$(c - b) d \geq \varepsilon (0 \cdot 3835 \alpha - 0 \cdot 2355) b h.$$

Wählt man versuchsweise $b = 40 \text{ cm}$, $h = 120 \text{ cm}$, so liefert die erste Gleichung

$$0 \cdot 212 \alpha - 0 \cdot 0015 = \frac{7853900}{40 \cdot 120^2 \cdot 31 \cdot 5} = 0 \cdot 4328$$

woraus

$$\alpha = 2 \cdot 05\%$$

Mit dem Verhältnis $\frac{d}{h} = \frac{20}{120} = \frac{1}{6}$ wird der Korrektionskoeffizient (nach Gleichung 13)

$$\varepsilon = \frac{12 - 0 \cdot 1 \cdot 26 \cdot 5}{13 \cdot 5 - 0 \cdot 5 \cdot 41 \cdot 5 \cdot \frac{1}{6}} = 0 \cdot 93$$

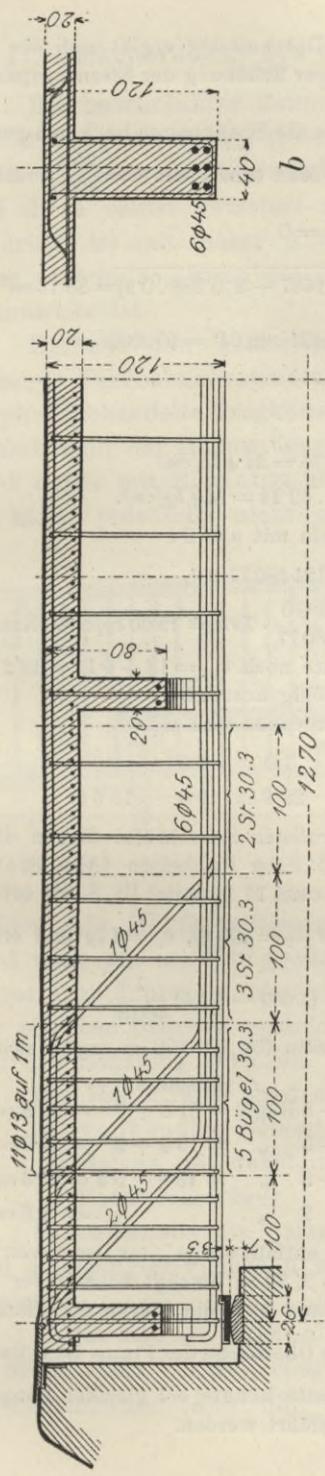
und es ergibt die zweite Gleichung für die erforderliche Plattenquerschnittsfläche

$$0 \cdot 93 (0 \cdot 3835 \cdot 2 \cdot 05 - 0 \cdot 2355) \cdot 40 \cdot 120 = 2458 \text{ cm}^2.$$

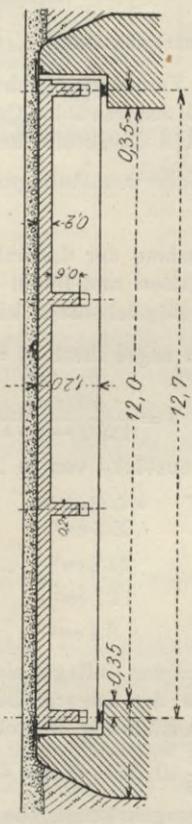
Die vorhandene Querschnittsfläche $(c - b) d = 120 \cdot 20 = 2400 \text{ cm}^2$ ist nur um weniges geringer, so daß man bei der obigen Querschnittsannahme bleiben kann, ohne eine wesentliche Erhöhung der Betondruckspannung befürchten zu müssen.

Die Armierung der Balken erfordert eine Eisenquerschnittsfläche

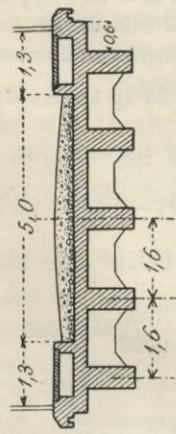
$$F_e = \frac{\alpha}{100} b h = \frac{2 \cdot 05}{100} \cdot 4800 = 98 \cdot 4 \text{ cm}^2.$$



a



c Längenschnitt



d Querschnitt

Abb. 82.

Bei Annahme von 6 Rundeisen von 45 mm Durchmesser ergibt sich ein Querschnitt von $6 \cdot 15 \cdot 90 = 95 \cdot 4 \text{ cm}^2$, was mit geringer Erhöhung der Eisenzugspannung noch ausreichend sein dürfte.

Um sich hiervon zu überzeugen, wurden die Spannungen nach den genauen Formeln 13 und 14 (§ 13, S. 94) berechnet. Man erhält mit $\alpha = \frac{95 \cdot 4}{4800} = 0 \cdot 01988$,

$$\beta = \frac{2400}{4800} = 0 \cdot 5, \quad \beta + n\alpha = 0 \cdot 798, \quad \text{ferner mit } \mu = 0$$

$$x = 120 [-0 \cdot 798 + \sqrt{0 \cdot 798^2 + 0 \cdot 5 \cdot 0 \cdot 1667 + 2 \cdot 0 \cdot 298 \cdot 0 \cdot 9}] = 38 \cdot 76 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3} [160 \cdot 38 \cdot 76^3 - 120 \cdot 18 \cdot 76^3] + 1431 \cdot 69 \cdot 24^2 = 9702006 \text{ cm}^4$$

$$\frac{M}{J} = \frac{7853900}{9702006} = 0 \cdot 8095$$

sonach Betondruckspannung $\sigma_b = 0 \cdot 8095 \cdot 38 \cdot 76 = 31 \cdot 4 \text{ kg/cm}^2$

Eisenzugspannung $\sigma_e = 15 \cdot 0 \cdot 8095 \cdot 69 \cdot 24 = 840 \text{ kg/cm}^2$.

Weiters erhält man aus den gleichen Formeln mit $\mu = 0 \cdot 4$

$$x = 46 \cdot 5 \text{ cm} \quad J = 12148077 \text{ cm}^4,$$

sonach die Betonzugspannung $\sigma_{bz} = 0 \cdot 4 \cdot \frac{7853900}{12148077} \cdot 73 \cdot 5 = 19 \cdot 00 \text{ kg/cm}^2$. Nach der österreichischen Verordnung (siehe S. 108) wäre noch $\sigma_{bz} = 18 + 0 \cdot 1 l = 19 \cdot 2 \text{ kg/cm}^2$ zulässig, so daß der gewählte Querschnitt völlig ausreicht.

Die größten Querkräfte im Balken berechnen sich mit:

im Abstände vom Auflager $x = 0$	1·0	2·0	3·0 m
	$Q = 25 \cdot 8$	$22 \cdot 4$	$19 \cdot 0$
			$15 \cdot 6 t$.

Zur Aufnahme der dadurch hervorgerufenen Schubkräfte dienen die abgeboenen Zugeisen und Bügel aus 30 mm × 3 mm Flacheisen (Abb. 82 a). Die Ermittlung der Bügelabstände kann nach Formel 16 (Kapitel III, S. 95) erfolgen;

wir setzen darin angenähert $\frac{\Sigma d}{J} = \frac{3}{2h}$, ferner $\sigma_2 = 400 \text{ kg}$, $\sigma_1 = 4 \text{ kg}$ und erhalten

$$\lambda = \frac{400 f_c h}{1 \cdot 5 Q - 4 b h} \quad \text{oder} \quad f_c = (1 \cdot 5 Q - 4 b h) \frac{\lambda}{400 h}.$$

Für Balkenstücke von je 1 m Länge, also für $\lambda = 100 \text{ cm}$ ergibt sich:

Mittelwert von Q'	erforderlich	f_c vorhanden
24100 kg	35·3 cm ²	2 R. E + 5 Bügel = 31·8 + 9 = 40·8 cm ²
20700 kg	24·7 cm ²	1 R. E + 5 „ = 15·9 + 9 = 24·9 cm ²
17300 kg	14·1 cm ²	1 R. E + 3 „ = 15·9 + 5·4 = 21·3 cm ²
13900 kg	3·4 cm ²	2 „ = 3·6 cm ²

Lager. Auf das Auflager eines Balkens entfällt ein größter Druck von 25·8 t; bei einer Größe der Lagerplatte von 40 cm × 26 cm beträgt sonach der Druck 25 kg/cm². Bei Ausführung in Rohguß berechnet sich die Stärke der Platte aus

$\frac{1}{8} 25800 \cdot 26 = \frac{1}{6} 40 \cdot 250 \cdot d^2$ mit $d = 7 \text{ cm}$. Die Oberfläche der Platte ist zylindrisch mit 40 cm Radius gekrümmt. Die Überlagsplatte könnte bei gleicher Länge und Breite aus Stahlguß mit 35 mm Stärke ausgeführt werden.

§ 17. Balkenbrücken aus Eisenbeton mit versenkter Fahrbahn.

Bei beschränkter Bauhöhe hat man die Querschnittsanordnung der Eisenbetonbrücken jener der eisernen Tragwerke nachgebildet, nämlich bloß zwei Tragwände beiderseits der Fahrbahn ausgeführt und diese selbst zwischen sie versenkt auf Querträgern gelagert. Natürlich ist mit dieser Anordnung nur dann ein Gewinn an Bauhöhe verbunden, wenn die Brückenbreite erheblich geringer als die Spannweite ist.

Die aus den Querträgern und der durchgehenden Platte bestehende Fahrbahnkonstruktion ist wie die im vorhergehenden Paragraphen behandelte Tragkonstruktion mit einer Stützweite gleich dem Achsabstand der Hauptträger zu berechnen. Die Höhe der Querträger wird dabei mit Rücksicht auf die Absteifung der Hauptträger nicht zu klein, jedenfalls nicht unter $\frac{1}{10}$ des Hauptträgerabstandes zu

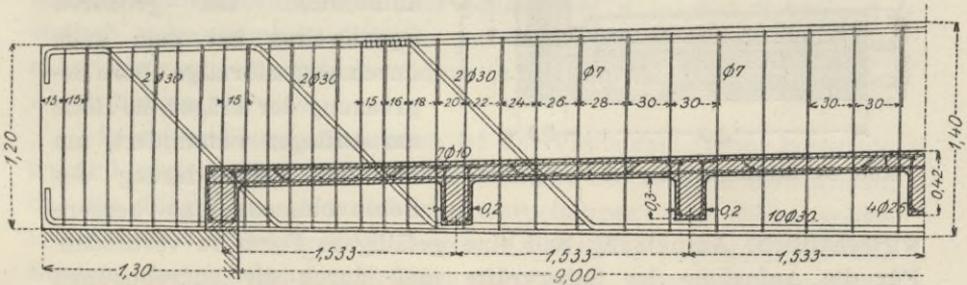


Abb. 83.

wählen sein. Bei Querträgerentfernungen von mehr als 1.8 bis 2.0 m wird man, um nicht zu große Plattenstärken zu bekommen, Zwischenlängsträger anordnen, also ein Fahrbahnträgergerippe ganz nach Art der eisernen Brücken ausbilden. Allerdings geht dadurch die Einfachheit der Schalung verloren.

Die Hauptträger sind entweder

- a) vollwandige Balken,
- b) Balken mit durchbrochener Wand (Vierendeel-Träger),
- c) Fachwerksträger.

Die ebenfalls als Balken wirkenden Bogenträger mit Zugband und angehängter Fahrbahn werden später bei den Bogenbrücken besprochen.

Vollwandige Balken erhalten vollen rechteckigen Querschnitt; an Stelle einer Verbreiterung des Druckgurtes tritt in der Regel eine Druckarmierung (Abb. 83). Mit wachsender Spannweite und zuneh-

mender Höhe wird aber das Eigengewicht der Balken groß und es ist zudem der Beton der Wandung wenig ausgenutzt. Durch vertiefte rechteckige Nischen oder Aussparungen an der Außenseite der Wand kann das Betonvolumen etwas vermindert und zugleich auch eine Gliederung der sonst sehr einförmig wirkenden Außenfläche erreicht

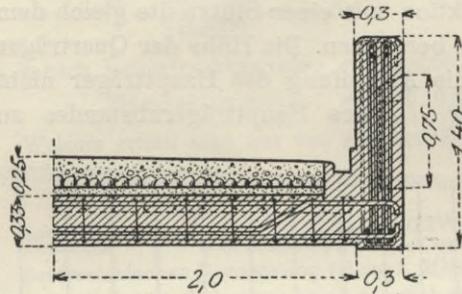
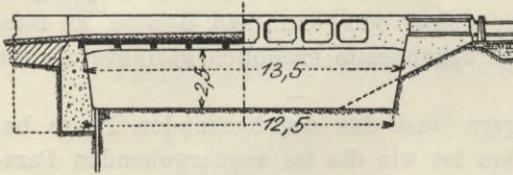


Abb. 84. Straßenbrücke bei Ranigsdorf.

werden (Abb. 84). Um den gegen die Auflager hin wachsenden Querkräften Rechnung zu tragen, kann man die Vertiefungen an den Trägerenden seichter halten oder ganz weglassen.

Die Tragwände bilden die Brüstungen und machen bei genügender Höhe ein Geländer entbehrlich. Bei größeren Spannweiten hat man auch durch bogenförmige obere Begrenzung der Träger die Höhe am Auflager vermindert, um mit der Verminderung des Betonvolumens eine bessere wirtschaftliche Ausnutzung und eine gefälligere Form zu verbinden. Für die Aufnahme der Scherkräfte muß durch die aufgebogenen Zugsisen und durch Bügel entsprechend vorgesorgt werden.

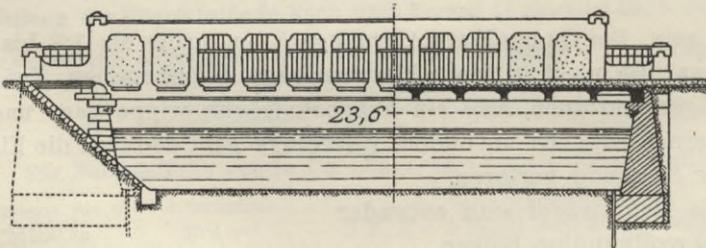


Abb. 85. Straßenbrücke in Hotzenplotz.

Von Wichtigkeit ist die sorgfältige Ausbildung des Anschlusses der Querträger an die Hauptträger. Die Armierungseisen der ersteren sind möglichst an jene der letzteren anzubinden. Obwohl man die Querträger nur für freie Auflagerung rechnen wird, ist auf eine gewisse Größe der entstehenden Einspannungsmomente Bedacht zu nehmen und demnach an der Anschlußstelle die Armierung nach oben zu führen, und, wenn der Querträger höher als die Unterkante der

Hauptträger liegt, ist daselbst an dessen Unterseite eine Achsel (Voute) auszubilden.

Balkenträger mit rechteckig durchbrochener Wand (Abb. 85) entsprechend dem von Vierendeel für Eisenträger in Vorschlag gebrachten, aus zwei Gurtungen und senkrechten Pfosten bestehenden Trägersystem, bieten gegenüber vollwandigen Balken wohl den Vorteil, daß bei großer Trägerhöhe das Volumen der Wand und dadurch das Eigengewicht der Träger in wirtschaftlich günstiger Weise herabgemindert und daß ferner gegenüber Fachwerkträgern die Ausführung noch eine verhältnismäßig einfache wird; sie haben aber den Nachteil, daß sämtliche Trägerteile, Pfosten und Gurtungen, beträchtliche Biegungsspannungen aufzunehmen haben, deren exakte Berechnung nach dem derzeitigen Stande der Theorie zwar keine unüberwindlichen Schwierigkeiten macht, aber jedenfalls nicht einfach ist¹⁾. Der Träger besteht nämlich aus lauter festverbundenen viereckigen Steifrahmen und enthält sonach bei n solchen Rahmen $3n$ statisch unbestimmbare Größen. Auf die Berechnung soll hier nicht näher eingegangen werden, sondern es wird auf die unten angeführten Abhandlungen verwiesen.

In reiner Eisenkonstruktion ist der Vierendeel-Träger konstruktiv und wirtschaftlich einem Fachwerkträger beträchtlich nachstehend, da die Biegungs- und Scherbeanspruchungen der Stäbe solche Querschnittsverstärkungen verlangen, daß die Weglassung der schiefen Streben der Ausfachung dadurch nicht nur mehr als aufgewogen wird, sondern daß der Materialaufwand auch dem eines Vollwandträgers, der überdies viel einfacher auszuführen ist, ziemlich gleich kommt. In Eisenbetonkonstruktion kann aber der Vierendeel-Träger eher seine Berechtigung haben, wenigstens hat er nicht zu unterschätzende praktische Vorteile gegen einen Fachwerkträger in Eisenbeton, bei dem eine materialgerechte und konstruktiv richtige Knotenpunktausbildung immer auf Schwierigkeiten stoßen wird. Der Pfostenanschluß der Vierendeel-Träger ermöglicht nämlich ein senkrecht Einbinden der Pfosteneisen in die Gurtungen, wobei man sie bis an deren äußere Armierungseisen führt und mit Haken an denselben endigen läßt. Durch kräftige Eckausrundungen ist dem Umstande

¹⁾ Ingenieur Frandsen gibt in „Beton und Eisen“ 1909, Heft 14, eine praktisch gut anwendbare, aber nur für Parallelträger und für gleiches Trägheitsmoment von Ober- und Untergurt gültige Berechnung.

Eine Behandlung des allgemeinen Vierendeel-Trägers ist in der Arbeit von Professor A. Ostenfeld, „Beton und Eisen“ 1910, Heft 2, enthalten.

Siehe ferner: Dr. Ing. Ludwig Mann, Statische Berechnung steifer Vierecknetze. Dissertationsschrift, Berlin 1909.

Rechnung zu tragen, daß die größten Biegemomente in den Rahmen-
ecken auftreten. Der in den Stäben, Untergurt und Pfosten, auftre-
tende Zug muß ganz von Eisen aufgenommen werden. Gegen die
Trägerenden hin werden, der Zunahme der Querkräfte entsprechend,
die Pfosten gewöhnlich breiter gehalten oder es wird hier die Wand
auch voll ausgebildet. Durch eine bogenförmige Krümmung des Ober-
gurtes (Abb. 86) wird die Biegebungsbeanspruchung der Pfosten und
Gurte herabgemindert, und es wäre sonach diese Form bei Trägern
von größerer Höhe dem Parallelträger vorzuziehen. Werden die Gurte
am Auflager ganz zusammengeführt, so entsteht der steife Bogen
mit Zugband, bei dem die Pfosten nur als Hängestangen wirken und
den Anschluß der Fahrbahn vermitteln. Bei größeren Stützweiten
wird der Bogenträger mit angehängter Fahrbahn, der später bei den
Bogenbrücken Besprechung findet, dem Vierendeel-Träger konstruktiv

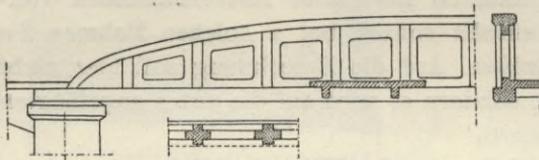


Abb. 86.

uns wirtschaftlich immer
überlegen und daher
diesem vorzuziehen sein.

Die Austeilung der
Pfosten beim Vierendeel-
Träger hat dem Abstände
der Querträger zu ent-

sprechen, da man zwischen den Pfosten keine Querträger auf die
Gurte auflagern wird.

Auf die Seitensteifigkeit der freistehenden Tragwände ist ge-
bührend Bedacht zu nehmen. Ist die Höhe der Tragwände über der
Fahrbahn nicht ausreichend, um einen oberen Riegelverband anordnen
zu können, so sind die Druckgurte gegen seitliches Ausknicken durch
genügend große Breite und durch die Steifigkeit der aus den Pfosten
und Querträgern gebildeten Halbrahmen zu sichern.

Fachwerksträger in Eisenbeton haben im Brückenbau bisher
keine große Bedeutung erlangt. Der von vielleicht allzu eifrigen Ver-
fechtern des Eisenbetonbaues gemachte Versuch, Konstruktionen des
Eisenbaues, insbesondere das Fachwerk, auch auf den Eisenbetonbau
zu übertragen, muß überhaupt, weil den Eigenschaften des Materiales
nicht entsprechend, als irrtümlich bezeichnet werden. Gegen Fach-
werksträger aus Eisenbeton spricht: erstlich die unvollkommene
Ausnutzung in den gezogenen Stäben, in welchen nur die Eisenbe-
wehrung allein als tragend anzunehmen ist, so daß der Beton für
diese Stäbe nur einen toten Ballast, allenfalls eine Schutzhülle be-
deutet; zweitens die Schwierigkeit einer konstruktiv richtigen, ma-
terialgerechten Ausbildung der Knotenpunkte, in denen drei bis vier

Stäbe unter schrägen Richtungen zusammentreffen; drittens das Auftreten sehr hoher Nebenspannungen infolge der starren Knoten, die wegen der unvermeidlich großen Steifigkeit der Stäbe beträchtlich größer werden als bei einem rationell konstruierten Eisenfachwerk, und viertens die Kompliziertheit der Ausführung, welche die Güte der Arbeit beeinträchtigt und deren Kosten verteuert.

Träger mit gekrümmter Druckgurtung (Parabelträger), welche nur schwach beanspruchte Wandstäbe erfordern, wären immerhin noch eher zu verwenden als Parallelträger, und für die Ausfachung wird sich ein System mit schrägen Druckstreben und lotrechten Zug-

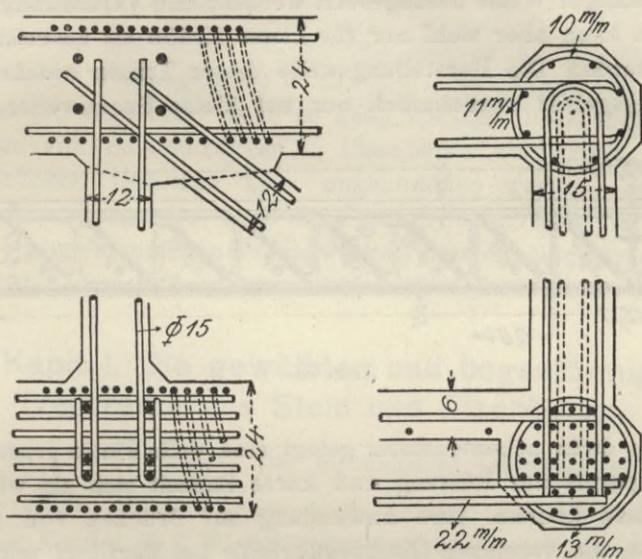


Abb. 87.

stäben besser eignen als das für Eisenträger übliche Ständerfachwerk, bei dem die lotrechten Stäbe gedrückt und die schrägen gezogen werden.

Bisher ist nur von Considère eine einigermaßen gut durchgebildete Fachwerkträgerkonstruktion in Vorschlag und in einigen Versuchsbrücken (Lokalbahnviadukt von Avranches mit 30 m Stützweite) zur Ausführung gebracht worden. Considère wendet für die Gurte spiralumschnürten Beton (siehe S. 101) an und gibt seinen Trägern die Form des Parabelträgers. Die Armierungsrundeisen der Wandstäbe greifen schlingenförmig in den Kern der Gurtungen (Abb. 87). Es kommt hier aber alles auf eine sorgfältige Ausführung an; Unregelmäßigkeiten in der Lage der Eisen, insbesondere an den

Knotenpunkten dürfen keinesfalls vorkommen, auch ist ein Stampfen des Betons innerhalb der Spiralwindungen kaum möglich.

Für kleinere Spannweiten haben die Träger nach Visintini bei einigen Brücken Anwendung gefunden. Diese Träger (Abb. 88) haben parallele Gurte, einfache Dreiecksausfachung entweder mit symmetrisch geneigten Streben oder mit senkrechten Druckpfosten, und werden nicht auf einer Rüstung in ihrer endgiltigen Lage hergestellt, sondern in besonderen Formen auf einem Lagerplatz gestampft und in fertigem Zustande an der Baustelle verlegt. Sämtliche Stäbe sind zwar breit (50 cm), aber nur sehr dünn gehalten, wodurch die Nebenspannungen in zweckmäßiger Weise herabgesetzt werden; ihre Verbindung mit den Gurtungen kann aber wohl nur für kleine Kräfte als ausreichend angesehen werden. Die Herstellungsweise dieser Träger beschränkt ihr Anwendungsgebiet vornehmlich nur auf kleine Spannweiten, wo sie

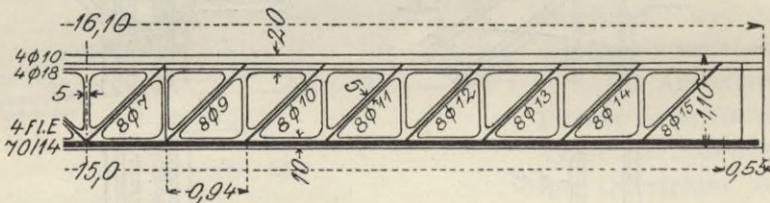


Abb. 88.

gewöhnlich dicht nebeneinander gelegt eine volle Platte ersetzen und durch Ersparnis der Rüstung und kurze Bauzeit sich als wirtschaftlich erweisen können. Ihre Anwendung auf Brücken von größerer Spannweite, die vereinzelt (Zschopaubrücke bei Merzdorf mit 15 und 22 m Spannweite) versucht wurde, dürfte sich aber weder konstruktiv noch wirtschaftlich als empfehlenswert herausstellen.

Die bisher zur Ausführung gebrachten weitest gespannten Balkenbrücken aus Eisenbeton sind:

	Stützweite	Trägerhöhe	Abstand der Träger
1. Plattenbalken mit oben liegender Fahrbahn			
a) einfache Träger			
Nonnenbrücke in Bamberg (Straße)	21·9	1·78	1·73
b) Auslegerträger			
Straßenbrücke in Bochum	26·0	2·22	1·50
c) Fachwerksträger (Visintini)			
Zschopaubrücke bei Merzdorf (Sachsen)	22·0	1·36	1·50

	Stütz- weite	Träger- höhe	Abstand der Träger
2. Tragwerke mit versenkter Fahrbahn			
a) Vollwandige Balken			
Franzensbrücke bei Freiwaldau (Schlesien)			
(Straßenbrücke 3. Klasse)	20·2	2·00	5·45
Gehsteg über die Schwarza in Payerbach	27·5	1·60	1·10
b) Durchbrochene Balken			
Straßenbrücke in Hotzenplotz (Öster- reichisch-Schlesien)	23·6	3·15	6·40
c) Vierendeel-Träger mit parabol. Bogengurt			
Béjabrücke in Tunis	40·0	6·00	4·50

Wenn von der letzten vereinzelt Ausführung, die übrigens in ihrer statischen Wirkungsweise mehr einer Bogenbrücke mit Zugstand zuzuzählen ist, abgesehen wird, so kann als Grenze der praktikablen Spannweite von Balkenbrücken in Eisenbeton etwa 20 *m*, für ganz leichte Brücken, Gehstege, 25 *m* angenommen werden. Schon bei dieser Spannweitengrenze, noch mehr bei größerer Weite, ist das dem Steinbau einzig entsprechende Tragwerkssystem des Bogenträgers auch im Eisenbeton dem Balkenträger wirtschaftlich beträchtlich überlegen.

IV. Kapitel. Die gewölbten und bogenförmigen Tragwerke aus Stein und Eisenbeton.

§ 18. Die Ermittlung der günstigsten Gewölbeform.

Wie schon oben in dem über die Theorie der Bogenträger handelnden Kapitel (§ 3, S. 24) hervorgehoben wurde, kann ein Gewölbe dann mit der geringsten Stärke ausgeführt werden, wenn die Bogenachse mit der Mittellage sämtlicher, den verschiedenen Belastungsfällen entsprechenden Stützlinsen zusammenfällt oder wenigstens möglichst nahe mit ihr übereinstimmt. Diese mittlere Stützlilie ergibt sich beim Dreigelenkbogen und angenähert auch beim eingespannten Bogen für die Vollbelastung mit der halben Größe der gleichmäßig verteilt angenommenen Verkehrslast.

Es handelt sich sonach bei Bestimmung der günstigsten Bogenform um die Ermittlung dieser Stützlilie, wobei wir ihre Spannweite l und Pfeilhöhe f als durch die baulichen Verhältnisse gegeben ansehen können. Ist nämlich die Lichtweite der Brückenwölbung, sowie die Höhenlage der Fahrbahn und der Kämpfer festgelegt, so kann, unter entsprechender Annahme der Überschüttungshöhe im Gewölbsscheitel

und mit Wahl der Gewölbstärke auf Grund später anzugebender Regeln, die Lage der Durchgangspunkte der Stützlinie im Scheitel und in den Kämpfern annähernd fixiert und damit die Größe von l und f bestimmt werden.

1. Bezeichnet d_0 die Gewölbstärke im Scheitel (Abb. 89),

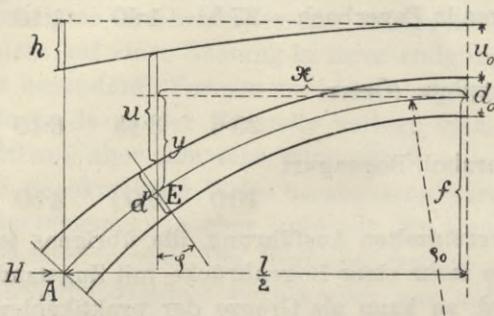


Abb. 89.

u_0 die Überschüttungshöhe im Scheitel,

γ und γ_1 die spezifischen Gewichte des Gewölbmauerwerkes, beziehungsweise der Überschüttung,

p die der Verkehrslast äquivalente gleichförmig verteilte Belastung pro $1 m^2$, so ist die Belastung pro $1 m^2$ im Scheitel des Gewölbes,

welche der mittleren Stützlinie zugrunde zu legen ist

$$q_0 = \gamma d_0 + \gamma_1 u_0 + \frac{p}{2} \quad \dots \dots \dots 1)$$

Wir nehmen an, daß die Gewölbstärke gegen den Kämpfer mit der Sekante des Fugenwinkels zunimmt, daß also sämtliche Gewölbquerschnitte die gleiche Vertikalprojektion haben, setzen sonach

$$d = d_0 \sec \varphi.$$

Die Fahrbahn, beziehungsweise die Begrenzung der Überschüttung wird von den Widerlagern gegen den Bogenscheitel um h parabolisch ansteigend angenommen, so daß ihre Ordinate auf die Scheitelhorizontale bezogen $\frac{4h}{l^2} x^2 = \beta x^2$ ist. Es wird dann die Belastung im beliebigen Punkte M

$$\begin{aligned} q &= \gamma d \sec \varphi + \gamma_1 u + \frac{p}{2} = \gamma d_0 \sec^2 \varphi + \gamma_1 \left(u_0 + y - \frac{1}{2} d_0 \operatorname{tg}^2 \varphi - \beta x^2 \right) + \frac{p}{2} = \\ &= \gamma d_0 + \gamma_1 u_0 + \frac{p}{2} + \gamma_1 y + \left(\gamma - \frac{1}{2} \gamma_1 \right) d_0 \operatorname{tg}^2 \varphi - \gamma_1 \beta x^2. \end{aligned}$$

Ersetzt man die Bogenachse näherungsweise durch eine Parabel, so ist $\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg} \varphi = \frac{8f}{l^2} x$ und $\operatorname{tg}^2 \varphi = \frac{64f^2}{l^4} x^2$; man hat sonach

$$q = q_0 + \gamma_1 y + \left[\left(\gamma - \frac{1}{2} \gamma_1 \right) \frac{64f^2 d_0}{l^4} - \gamma_1 \beta \right] x^2.$$

Die Gleichung der Stützlinie mit dem Horizontalschube H lautet aber

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{q}{H},$$

demnach mit Einsetzung von q und mit Einführung der abkürzenden Bezeichnung

$$\left(\gamma - \frac{1}{2} \gamma_1\right) \frac{6 \pm f^2 d_0}{l^4} - \gamma_1 \beta = w$$

$$H \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = q_0 + \gamma_1 y + w x^2.$$

Die Integration liefert $y = k_1 e^{+x\sqrt{\frac{\gamma_1}{H}}} + k_2 e^{-x\sqrt{\frac{\gamma_1}{H}}} - \frac{w}{\gamma_1} x^2 - \frac{2w}{\gamma_1^2} H - \frac{q_0}{\gamma_1}$.

Die Integrationskonstanten k_1 und k_2 folgen aus der Bedingung, daß für $x=0$ auch $y=0$ ist und daß, symmetrische Belastung vorausgesetzt, für $\pm x$ sich der gleiche Ordinatenwert ergeben muß, mit $k_1 = k_2 = \frac{w}{\gamma_1^2} H + \frac{q_0}{2\gamma_1}$.

Damit wird die Gleichung der Bogenachse

$$y = \frac{1}{\gamma_1} \left(\frac{w}{\gamma_1} H + \frac{1}{2} q_0 \right) \left[e^{x\sqrt{\frac{\gamma_1}{H}}} + e^{-x\sqrt{\frac{\gamma_1}{H}}} - 2 \right] - \frac{w}{\gamma_1} x^2.$$

Durch Reihenentwicklung, welche infolge genügender Konvergenz auf die ersten vier Glieder der Exponentialreihen beschränkt werden kann, erhält man schließlich

$$y = \left[\left(\frac{1}{2} q_0 + \frac{w}{\gamma_1} H \right) \left(1 + \frac{x^2 \gamma_1}{12 H} \right) \frac{\gamma_1}{H} - w \right] \frac{x^2}{\gamma_1} =$$

$$= \left[\frac{1}{2} q_0 \left(1 + \frac{x^2 \gamma_1}{12 H} \right) + w \frac{x^2}{12} \right] \frac{x^2}{H}.$$

Auf den Kämpfer angewandt gibt diese Gleichung

$$f = \frac{q_0 l^2}{8 H} \left(1 + \frac{l^2 \gamma_1}{48 H} \right) + \frac{w l^4}{192 H}$$

woraus mit Einführung der Größe

$$q = \frac{w l^2}{24} = \left[\frac{8}{3} \frac{f^2}{l^2} d_0 \left(\gamma - \frac{1}{2} \gamma_1 \right) - \frac{1}{6} h \gamma_1 \right] \dots \dots \dots 2)$$

der Horizontalschub sich berechnet mit

$$H = (q_0 + q) \frac{l^2}{16 f} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2}{3} \frac{q_0}{(q_0 + q)^2} \gamma_1 f} \right] \dots \dots \dots 3)$$

Setzt man endlich

$$m = \frac{\gamma_1 q_0}{12 H} + \frac{4 q}{l^2} \dots \dots \dots 4)$$

so folgen die Ordinaten der Bogenachse aus

$$y = (q_0 + m x^2) \frac{x^2}{2 H} \dots \dots \dots 5)$$

Diese Formeln sind auch zur Näherungsbestimmung der Bogenform noch anwendbar, wenn das Gewölbe nicht voll überschüttet ist, sondern wenn Sparöffnungen angebracht sind und die Fahrbahn durch Einzelpfeiler auf das Gewölbe gestützt ist. Man wird in diesem Falle unter vorläufiger Annahme der Bogenform das Gewicht der Auflasten in den einzelnen Pfeilern bestimmen und auf die horizontale Längeneinheit reduziert als Höhe einer stetig verteilten Belastung vom spezifischen Gewichte γ oder γ_1 auftragen (Abb. 90). Die erhaltene Begrenzung der Belastungsfläche kann wieder näherungsweise durch eine Parabel mit der Pfeilhöhe h ersetzt werden, womit

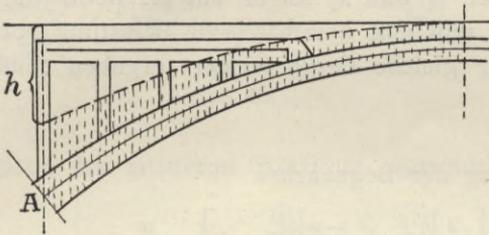


Abb. 90.

dann die Berechnung nach den obigen Formeln durchzuführen ist¹⁾. Der Scheitelkrümmungshalbmesser der Bogenachse ergibt sich aus

$$q_0 = \frac{H}{q_0} = \left(1 + \frac{q}{q_0}\right) \frac{l^2}{16 f} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2}{3} \frac{q_0}{(q_0 + q)^2} \gamma_1 f}\right] \dots \dots 6)$$

2. Eine vereinfachte, allerdings weniger genaue Berechnung der Stützlinienform kann wie folgt entwickelt werden:

Wir nehmen die in Frage kommende Belastung (Eigengewicht g des Gewölbes samt Überschüttung, vermehrt um die halbe Verkehrslast p) so verteilt an, daß die Belastungskurve (Abb. 91), deren Ordinaten an jeder Stelle die Belastung pro Flächeneinheit darstellen, durch eine Parabel ersetzt werden kann, deren Achse in die Symmetrieachse des Bogens fällt. Dieses Verteilungsgesetz wird wenigstens

¹⁾ Andere Formeln zur Bestimmung der Gewölbeform sind von Tolkmitt („Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken.“ Berlin 1902.) aufgestellt worden. Diese geben die Koordinaten der inneren Bogenleibung unter der Annahme, daß die auf das spezifische Gewicht des Wölbmaterials reduzierte Überschüttung durch eine horizontale Gerade abgeglichen ist. Auf den allgemeineren Fall einer gegen die Kämpfer abfallenden Belastungsfläche sind sie nicht anwendbar.

für nicht zu große Stiehverhältnisse annähernd erfüllt sein, da alsdann auch die Bogenform nicht viel von einer Parabel abweichen wird.

Es bezeichne

$q_0 = q_0 + \frac{1}{2} p$ die Belastung für die Flächeneinheit im Scheitel,

$q_1 = q_1 + \frac{1}{2} p$ " " " " " an den Kämpfern.

Es werden wieder die Durchgangspunkte der Stützlinie im Scheitel und in den Kämpfern des Gewölbes als gegeben angenommen und wird ihre Stützweite und Pfeilhöhe mit l und f bezeichnet.

Die Belastung des halben Gewölbogens besteht sonach aus dem Teile $\frac{1}{2} q_0 l$ mit der Mittelkraft im Abstände $\frac{1}{4} l$ vom Kämpfer und aus dem Teile $\frac{1}{6} (q_1 - q_0) l$ mit der Mittelkraft im Ab-

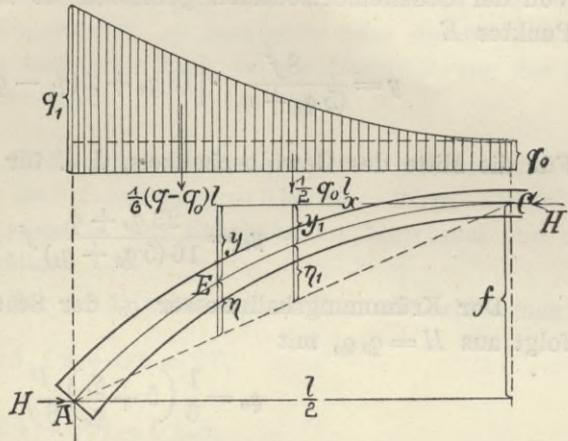


Abb. 91.

stande $\frac{1}{8} l$. Die Horizontalkraft berechnet sich aus der Gleichsetzung der Momente für den Punkt A

$$Hf = \frac{1}{8} q_0 l^2 + \frac{1}{48} (q_1 - q_0) l^2$$

$$H = \frac{1}{48} (5 q_0 + q_1) \frac{l^2}{f} \dots \dots \dots 7)$$

Die Ordinate der Stützlinie in einem beliebigen Punkte E rechnet sich aus der Beziehung, daß die Höhe η über der Sehne AC mit H multipliziert dem Momente des gleichbelasteten Balkenträgers von der Stützweite $\frac{l}{2}$ entspricht. Für letzteren ist das Moment des rechtsseitigen Stützendruckes

$$\left[\frac{1}{4} q_0 l + \frac{1}{24} (q_1 - q_0) l \right] x$$

und das Moment der Last zwischen C und E in bezug auf E

$$\frac{1}{2} q_0 x^2 + \frac{1}{3} (q_1 - q_0) \frac{x^4}{l^2}$$

sohin ist $H\eta = \frac{1}{24} (5 q_0 + q_1) l x + \frac{1}{6} [3 q_0 + 2 (q_1 - q_0) \frac{x^2}{l^2}] x^2$

woraus mit Einsetzung von H

$$\eta = 2 \frac{x}{l} f + 8 \frac{3 q_0 + 2 (q_1 - q_0) \frac{x^2}{l^2}}{(5 q_0 + q_1)} \cdot \frac{x^2}{l^2} f.$$

Von der Scheitelhorizontalen gemessen ist sonach die Ordinate des Punktes E

$$y = \frac{8f}{(5 q_0 + q_1)} \cdot \left[(3 q_0 + 2 (q_1 - q_0) \frac{x^2}{l^2}) \frac{x^2}{l^2} \dots \dots \dots 8 \right]$$

Für die Mitte des Gewölbschenkels, d. i. für $x = \frac{1}{4} l$ wird

$$y_1 = \frac{23 q_0 + q_1}{16 (5 q_0 + q_1)} f \dots \dots \dots 9)$$

Der Krümmungshalbmesser ρ_0 der Stützlinie im Bogenscheitel folgt aus $H = q_0 \rho_0$ mit

$$\rho_0 = \frac{1}{6} \left(5 + \frac{q_1}{q_0} \right) \frac{l^2}{8f} \dots \dots \dots 10)$$

Setzt man mit Einführung einer reduzierten Pfeilhöhe $f_0 \dots \rho_0 = \frac{1}{8} \frac{l^2}{f_0}$, so bestimmt sich diese aus

$$f_0 = \frac{6 q_0}{5 q_0 + q_1} f \dots \dots \dots 11)$$

Es genügt meist die Bestimmung des Scheitelkrümmungshalbmessers ρ_0 und der Ordinate y_1 in der Mitte des Bogenschenkels, um für die Bogenachse eine Näherungsform als Korbbogen annehmen zu können.

Wäre die Belastung eine ganz gleichmäßige, also $q_1 = q_0$, so ergibt sich $y_1 = \frac{1}{4} f$, was einer Parabel entspricht. Mit zunehmender Verschiedenheit der Lasten q_0 und q_1 im Scheitel und am Kämpfer vergrößert sich die dem Bogen zu gebende Sehnenhöhe; die Bogenachse nähert sich dem Kreisbogen und übergeht in den Korbbogen mit gegen die Kämpfer zunehmender Krümmung.

Ist ein Gewölbe mit gegebener Lage der Kämpfer und des Scheitels zu projektieren, so wird man zunächst die Gewölbbestärke nach den im folgenden Paragraphen angegebenen Formeln berechnen,

damit die Belastungen q_0 und q oder q_1 erhalten und kann dann entweder nach den genaueren Formeln 2—5, oder nach den Näherungsformeln 8—10 die Bogenordinaten berechnen. Für die nun festgelegte Bogenform konstruiere oder rechne man unter genauerer Ermittlung der Eigenlasten die bei Vollbelastung mit $\frac{1}{2}p$ auftretende Stützlinie, wobei deren Durchgangspunkte im Scheitel und in den Kämpfern, wenn es sich nicht um einen Dreigelenkbogen handelt, nach den Näherungsregeln für den eingespannten Bogen angenommen werden können. Zeigt diese Stützlinie größere Abweichungen von der Form der angenommenen Bogenachse, so korrigiere man die Bogenachse nach dieser Stützlinie und gehe dann an die Durchführung der genauen statischen Untersuchung.

Beispiel. Es ist die Stützlinienform eines Gewölbes zu ermitteln, für welches gegeben ist: $l = 20\text{ m}$, $f = 5\text{ m}$, $d_0 = 0.5\text{ m}$, $u = 0.5\text{ m}$, $p = 1.0\text{ t/m}^2$, $\gamma = 2.4$, $\gamma_1 = 1.8$. Die Fahrbahn ist horizontal und das Gewölbe voll überschüttet.

Mit Anwendung der ad 1) entwickelten Formeln erhält man:

$$q_0 = 0.5 \cdot 2.4 + 0.5 \cdot 1.8 + 0.5 = 2.6,$$

$$q = \frac{8}{3} \frac{5^2}{20^2} \cdot 0.5 (2.4 - 0.9) = 0.125,$$

$$H = 2.725 \frac{20^2}{16.5} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2}{3} \frac{2.6}{(2.725)^2} \cdot 5 \cdot 1.8} \right] = 37.62\text{ t},$$

$$m = \frac{1.8 \cdot 2.6}{12 \cdot 37.62} + \frac{4 \cdot 0.125}{20^2} = 0.011618,$$

$$y = (2.6 + 0.011618 x^2) \frac{x^2}{75.24}.$$

Für $x = \frac{l}{4} = 5\text{ m}$ wird $y_1 = 0.960\text{ m}$.

Der Krümmungsradius im Scheitel wird $q_0 = \frac{H}{q_0} = 14.47\text{ m}$.

Nach den angenäherten Formeln ad 2) ergibt sich mit $q_0 = 2.6$, $q_1 = 11.5$

$$H = \frac{1}{48} (5 \cdot 2.6 + 11.5) \cdot \frac{20^2}{5} = 40.83\text{ t},$$

$$y_1 = 0.909\text{ m}.$$

§ 19. Die Stärke der Mauerwerks- und Stampfbetongewölbe.

Bezeichnen (Abb. 92) η und ξ die auf den Scheitel bezogenen Koordinaten der für eine stetig verteilte Belastung q geltenden Stützlinie, so lautet deren Differentialgleichung $\frac{d^2 \eta}{d\xi^2} = \frac{q}{H}$. Bei dem Krümmungsradius ϱ der Stützlinie und dessen Neigungswinkel φ zur Lotrechten ist ferner $\frac{d^2 \eta}{d\xi^2} = \frac{1}{\varrho} \sec^3 \varphi$, demnach $H = q \varrho \cdot \cos^3 \alpha$.

Sind für den Scheitel die bezüglichen Größen q_0 und ϱ_0 , so ist

$$H = q_0 \varrho_0 \dots \dots \dots 12)$$

H erreicht seinen größten Wert bei Vollbelastung des Gewölbes. Ist p die zum Ersatz der Verkehrs- oder Nutzlast eingeführte gleichmäßig verteilte Belastung, g_0 die Eigengewichtslast im Scheitel des Gewölbes, so ist dann $H = (g_0 + p) \varrho_0$ und es bezeichnet ϱ_0 den Scheitelkrümmungsradius der Stützlinie für Vollbelastung. Macht man die allerdings nicht genau erfüllte, aber für die Zwecke der weiteren Untersuchung zulässige Annahme, daß diese Stützlinie mit der Bogenachse zusammenfällt, so kann in der obigen Formel für ϱ_0 auch der Krümmungsradius der Bogenachse im Scheitel gesetzt werden.

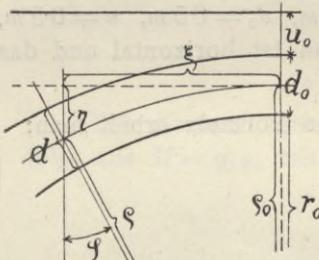


Abb. 92.

Ist r_0 der Krümmungsradius der inneren Bogenleibung, so wäre bei einer gleichmäßigen Stärke d_0 des Gewölbes $r_0 = \varrho_0 - \frac{d_0}{2}$. Man wird aber in der Regel die Gewölbestärke vom Scheitel gegen die Kämpfer stetig zunehmen lassen. Wäre die Vollbelastung für sämtliche Querschnitte allein maßgebend, so müßte, um eine gleiche Druckbeanspruchung in allen Querschnitten zu erzielen, die Bogenstärke $d = d_0 \sec \varphi$ gemacht werden. Diese, unter Umständen auch eine noch größere, Stärkenzunahme wird bei einem Gewölbe von größerer Spannweite immer zur Ausführung gebracht und es ist dann $\varrho_0 > r_0 + \frac{d_0}{2}$. Für eine durch $d = d \sec \varphi$ ausgedrückte Stärkenzunahme ergibt sich $\varrho_0 = r_0 + d_0$ und sonach $H = q_0 \varrho_0 = q_0 (r_0 + d_0)$.

Bezeichnet:

s_0 die Inanspruchnahme im Scheitelquerschnitt bei gleichmäßiger Druckverteilung,

$F_0 = d_0 \cdot 1$ den Scheitelquerschnitt des Gewölbes,
 γ das Einheitsgewicht des Gewölbemauerwerkes,
 γ_1 das Einheitsgewicht der Überschüttung,
 u die Überschüttungshöhe über dem Gewölbescheitel,
 p die gleichmäßig verteilte Ersatznutzlast,

so ist $H = d_0 s_0 = (\gamma d_0 + \gamma_1 u + p) q_0 = (\gamma d_0 + \gamma_1 u + p) (r_0 + d_0)$,

woraus
$$d_0 = \frac{(\gamma_1 u + p) q_0}{s_0 - \gamma q_0} \dots \dots \dots 13)$$

oder
$$d_0 = \frac{(\gamma_1 u + p) r_0}{s_0 - \gamma r_0 - q_0} \dots \dots \dots 14)$$

Werden sämtliche Größen auf den Meter und die Tonne als Einheit bezogen, so sind für γ und γ_1 die spezifischen Gewichte der betreffenden Baustoffe einzusetzen, nämlich für

Bruchsteinmauerwerk	2·2 bis 2·5
Quadergewölbe aus mittelhartem Sandstein oder Kalkstein	2·2 „ 2·4
„ „ dichtem „ „ „	2·5 „ 2·6
„ „ Granit	2·7
Ziegelgewölbe	1·8
Betongewölbe	2·2 „ 2·4
armierte Betongewölbe	2·4 „ 2·5

Bei Anwendung der Formel 14) genügt es, zur Bestimmung von q_0 im Nenner die Gewölbstärke erst schätzungsweise oder nach empirischen Formeln einzusetzen¹⁾.

¹⁾ Als solche sind anzuführen:

Formel nach Perronet	$d = 0·33 + 0·035 l$,
„ „ Dejardin	$d = 0·3 + 0·045 l$,
„ „ Desnoyers	$d = 0·15 + 0·176 \sqrt{l}$,
„ „ Rankine	$d = 0·191 \sqrt{r}$,

Formel nach Heinzerling	für Haustein	für harte Ziegel	für Bruchstein
	$d = 0·4 + 0·025 r$,	$0·43 + 0·028 r$,	$0·48 + 0·032 r$,
„ „ Schwarz	$d = 0·2 + \frac{1}{21} \frac{l Q}{f s}$.		

Hierin bezeichnet in Meter d die Scheitelstärke, l die Spannweite, r den Krümmungshalbmesser der inneren Leibung im Scheitel, f die Pfeilhöhe, Q das Gewicht der Gewölbhälfte samt Überlastung für 1 m Tiefe in Ton und s die zulässige Materialbeanspruchung in kg/cm^2 .

Ferner für Eisenbahnbrücken und Spannweiten über 30 m

Formel der k. k. Staatsbahnen $d = 0·1 + 0·0325 l$.

Über die Größe der für gewölbte Brücken anzunehmenden Belastung p ist das folgende zu bemerken. Die übliche Ziffer für Belastung durch Menschengedränge (400 bis 460 kg/m^2) ist nur bei Fußgängerbrücken eine ausreichende Annahme. Bei Wagenverkehr ist die dafür zu setzende gleichmäßig verteilte Last so zu bemessen, daß sie der Wirkung der Achsdrücke des Wagenzuges möglichst gleichwertig ist. Es kann dabei auf eine gewisse Verteilung der Achsdrücke durch Überschüttung oder Übermauerung gerechnet werden, so daß mit zunehmender Höhe der Überschüttung diese Ersatzlasten kleiner gewählt werden können. Auch wird analog den Balkenbrücken mit wachsender Spannweite eine Verminderung der anzunehmenden gleichmäßig verteilten Ersatzlast eintreten können.

Diesen Gesichtspunkten entsprechen etwa die nachstehenden empirischen Regeln für die Annahme der Last p in t/m^2 :

Straßenbrücken für sehr schweres Fuhrwerk

$$p = \left(0.5 + \frac{20}{l}\right) \frac{1 + u}{0.2 + 3u}$$

Straßenbrücken für schweres Fuhrwerk

$$p = \left(0.5 + \frac{10}{l}\right) \frac{1 + u}{0.2 + 3u}$$

Straßenbrücken für leichtes Fuhrwerk

$$p = \left(0.5 + \frac{4}{l}\right) \frac{1 + u}{0.2 + 3u}$$

Eisenbahnbrücken

$$p = \left(5 + \frac{30}{l}\right) \frac{1 + u}{2.5 + 4u}$$

15)

Hierin ist l die Spannweite, u die Überschüttungshöhe im Scheitel in Meter.

Diese Größe der Verkehrslast kann auch der statischen Berechnung der Spannungen im Gewölbe zugrunde gelegt werden, nur wird es sich empfehlen, bei teilweiser, z. B. halbseitiger Belastung für l nicht die Spannweite, sondern die Länge der belasteten Strecke einzusetzen. Verlässlichere Resultate wird man allerdings erhalten, wenn insbesondere bei Straßenbrücken die wirklichen Achsdrücke der Wagen oder Straßenwalzen als Einzellasten eingeführt werden, wobei jedoch auf eine entsprechende Druckverteilung durch die Überschüttung und den Zusammenhang des Gewölbes Rücksicht genommen werden kann. Es kommt für die Berechnung insbesondere die Verteilungsbreite nach der Querachse des Gewölbes in Frage. Ist u die Höhe der Überschüttung oder Aufmauerung, b die Felgenbreite des Rades oder

die Breite der Straßenwalze, so kann als Verteilungsbreite des Raddruckes G angenommen werden

$$a = b + 2u.$$

Da aber u vom Gewölbscheitel gegen die Kämpfer zunimmt, so wäre für die in der Nähe der Kämpfer stehenden Lasten eine größere Verteilungsbreite anzusetzen, als für die im Gewölbscheitel wirkenden Radlasten. Man wird aber hiervon gewöhnlich absehen und die Verteilungsbreite a aus einer mittleren Überschüttungshöhe in der Scheitelsecke berechnen. Jedenfalls kann a für einen Raddruck nicht größer als die Spurweite des Wagens und für die Achslast eines Eisenbahnzuges nicht größer als etwa 4 m angenommen werden. Hiernach wären für einen 1 m breiten Gewölbestreifen die Radlasten als Einzellasten von der Größe $G:a$ einzuführen.

In den oben aufgestellten Formeln für die Gewölbestärke d_0 handelt es sich noch um eine richtige Wahl von s_0 . Es wäre nicht richtig, dafür die größte zulässige Druckinanspruchnahme des Gewölbemauerwerkes einzuführen, da, abgesehen davon, daß auch im Scheitel des gelenklosen Gewölbes die vorausgesetzte gleichförmige Druckverteilung nicht eintritt, bei dieser Annahme sich in den übrigen Querschnitten, wo die Stützzlinie bei einseitiger Belastung stärker von der Mittellinie des Bogens abweicht, Kantenpressungen herausstellen würden, welche die zulässige Inanspruchnahme beträchtlich übersteigen. Man hat daher s_0 mit einem solchen Werte einzuführen, daß auch beim größten Ausweichen der Stützzlinie die größte auftretende Kantenpressung s noch innerhalb der zulässigen Materialinanspruchnahme bleibt.

1. Gelenkloses Gewölbe. Wir wollen ein nach der Stützzlinie (für Totalbelastung mit $\frac{1}{2}p$) geformtes Gewölbe voraussetzen und näherungsweise die halbseitige Belastung mit p_1 als jene annehmen, bei der die Stützzlinie am weitesten von der Bogenachse abweicht. Es entsteht dann, von dem Momente in dem kräftiger zu verstärkenden Kämpfer abgesehen, das größte Moment in ungefähr $\frac{1}{4}$ der Spannweite und zwar nach (§ 7, Gleichung 45, S. 57)

$$M = \frac{9}{1024} p_1 l^2 = \text{rund } \frac{1}{100} p_1 l^2.$$

Ist H_1 der Horizontalschub für halbseitige Belastung, so wird bei der Bogenstärke $d_1 = d_0 \sec \varphi$ des unter dem Winkel φ geneigten Querschnittes die daselbst auftretende größte Druckspannung

$$s = \frac{H_1 \sec \varphi}{d_0 \sec \varphi} + \frac{6}{100} \frac{p_1 l^2}{d_0^2} \cos^2 \varphi.$$

Setzt man für Vollbelastung mit der Verkehrslast p und bei dem Eigengewichte g_0 im Scheitel

$$H = (g_0 + p) \varrho_0 = d_0 s_0$$

für halbseitige Belastung $H_1 = g_0 \varrho'_0 + \frac{1}{2} p_1 \varrho''_0$

und nimmt man die Scheitelkrümmungsradien der Stützlinsen für die drei Belastungsfälle: Eigengewicht, Verkehrslast total, und Eigengewicht + Verkehrslast näherungsweise gleich an, d. i. $\varrho'_0 = \varrho''_0 = \varrho_0$ und gleich dem Scheitelkrümmungsradius der Bogenachse, so ist

$$H_1 = \frac{g_0 + \frac{1}{2} p_1}{g_0 + p} d_0 s_0$$

mithin

$$s = \frac{g_0 + \frac{1}{2} p_1}{g_0 + p} s_0 + 0.06 \frac{p_1 l^2}{d_0^2} \cos^2 \varphi = \frac{g_0 + \frac{1}{2} p_1}{g_0 + p} s_0 + 0.06 \frac{p_1 l^2 \cos^2 \varphi}{d_0 H} s_0$$

oder mit $H = (g_0 + p) \varrho_0 = (g_0 + p) \frac{l^2}{8 f_0}$, worin f_0 durch Gleichung

11) oder mit 6) aus $f_0 = \frac{l^2}{8 \varrho_0}$ bestimmt ist,

$$s = \left[g_0 + \frac{1}{2} p_1 + 0.48 p_1 \frac{f_0}{d_0} \cos^2 \varphi \right] \frac{s_0}{g_0 + p}$$

Mit einer kleinen, für die Sicherheit günstigen Abrundung der Zahlenkoeffizienten erhält man hieraus:

$$s_0 = \frac{g_0 + p}{g_0 + \frac{1}{2} p_1 \left(1 + \frac{f_0}{d_0} \right)} \cdot s \quad \dots \quad 16)$$

Man müßte hiernach für d_0 zunächst eine vorläufige, möglichst zutreffende Schätzungsannahme machen, damit s_0 und aus 13), beziehungsweise 14) d_0 berechnen.

Um diesen Umweg in der Rechnung zu vermeiden, benützen wir besser zur direkten Bestimmung von d_0 die Gleichung

$$s = \frac{H_1}{d_0} + 0.06 \frac{p_1 l^2}{d_0^2} \cos^2 \varphi.$$

Setzt man darin $H_1 = (g_0 + \frac{1}{2} p_1) \varrho_0$ und $g_0 = d_0 \gamma + u_0 \gamma_1$, so erhält man

$$d_0^2 (s - \gamma \varrho_0) = (u_0 \gamma_1 + \frac{1}{2} p_1) \varrho_0 d_0 + 0.06 p_1 l^2 \cos^2 \varphi.$$

Mit Einführung von

$$w = u_0 \gamma_1 + \frac{1}{2} p_1 \dots \dots \dots 17)$$

und mit $l^2 = 8 q_0 f_0$ ergibt sich daraus

$$d_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{w q_0}{s - \gamma q_0} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2 p_1 f_0 (s - \gamma q_0)}{w^2 q_0} \cos^2 \varphi} \right] \dots \dots 18)$$

Darin kann näherungsweise $\cos^2 \varphi = \frac{l^2}{l^2 + 4 f^2}$, oder für flache

Bogen = 1 gesetzt werden.

Für die zulässige größte Druckinanspruchnahme s des Gewölbemauerwerks können etwa folgende Werte angenommen (man vergleiche die Angaben auf S. 107) und in den Formeln zur Berechnung der Gewölbstärke eingesetzt werden:

	s in t/m^2
für Mauerwerk aus hartgebrannten Ziegeln in Portlandzementmörtel	150 bis 200
für Bruchsteingewölbe aus mittelfesten Steinen in Portlandzementmörtel	200 „ 300
Gewölbe in Schichtmauerwerk aus druckfesten Steinen	300 „ 400
für Quadergewölbe aus Granit	500 „ 600
für Gewölbe aus Stampfbeton (Mischung 1:5 — 1:3)	250 „ 400

Bei den Gewölben aus Mauerwerk oder nicht armiertem Stampfbeton handelt es sich aber nicht bloß darum, daß die Grenze der zulässigen Druckinanspruchnahme eingehalten wird, sondern es dürfen auch keine unzulässigen Zugspannungen auftreten. Zieht man bei einem gelenklosen Gewölbe bloß die Wirkung der Belastung ohne Temperaturwirkung in Betracht, so sollen Zugspannungen im Gewölbemauerwerk überhaupt nicht vorkommen, da sonst das geringe zulässige Maß derselben durch das Hinzutreten der Temperaturspannungen leicht überschritten werden könnte. Man wird demnach an der Bedingung festhalten, daß die Stützzlinie im mittleren Drittel der Gewölbstärke bleiben muß.

Für die halbseitige Belastung des oben behandelten Gewölbes ist der größte lotrechte Abstand der Stützzlinie von der Bogenachse angenähert $\eta = \frac{1}{100} \frac{p_1 l^2}{H_1}$, der Abstand in der Querschnittsrichtung

$e = \frac{1}{100} \frac{p_1 l^2}{H_1} \cos \varphi$. Soll die Stützzlinie nicht aus dem mittleren Querschnittsdrittel heraustreten, so muß $d_1 \geq 6 e$ oder mit $d_1 = d_0 \sec \varphi$

$$d_0 \geq 0.06 \frac{p_1 l^2}{H_1} \cos^2 \varphi$$

sein. Setzt man darin $H_1 = \left(g_0 + \frac{1}{2} p_1\right) q_0$ und $l^2 = 8 f_0 q_0$, so folgt

$$d_0 \geq 0.48 \frac{p_1 f_0}{g_0 + \frac{1}{2} p_1} \cos^2 \varphi \dots \dots \dots 19)$$

Mit $g_0 + \frac{1}{2} p = \gamma d_0 + \gamma_1 u_0 + \frac{1}{2} p = \gamma d_0 + w$ und mit Abrundung des Zahlenkoeffizienten auf 0.5 ergibt sich schließlich

$$d_0 \geq -\frac{w}{2\gamma} + \sqrt{\frac{w^2}{4\gamma^2} + \frac{p_1 f_0}{2\gamma} \cos^2 \varphi} \dots \dots \dots 20)$$

Diese Beziehung bestimmt das Minimum der Scheitelstärke eines gelenklosen Gewölbes, in welchem durch die Belastung keine Zugspannungen hervorgerufen werden.

Es ist noch zu beachten, daß die obigen Formeln für die Gewölbstärke unter der Voraussetzung einer der Mittellage der Stützlinie angepaßten Gewölbeform abgeleitet wurden, wobei auch noch angenommen ist, daß die Bogenstärken vom Scheitel gegen den Kämpfer derart zunehmen, daß ihre lotrechte Projektion konstant bleibt. Ist diese Voraussetzung nicht erfüllt, so hat eine entsprechende Vergrößerung der Scheitelstärke einzutreten. Die Berücksichtigung der Temperaturwirkung kann insbesondere eine größere Verstärkung an den Kämpfern erfordern. Über die Notwendigkeit solcher Verstärkungen wird die genauere statische Untersuchung Aufschluß geben.

Beispiel. Gewölbte Brücke für eine Straße 1. Klasse; Stützweite des Bogens 30 m, Pfeilhöhe 5 m. Ausführung in Schichtmauerwerk unter Verwendung von Stein mit ca. 400 bis 500 kg/cm² Würfeldruckfestigkeit. Spezifisches Gewicht des Mauerwerks $\gamma = 2.4$, der Überschüttung $\gamma_1 = 1.8$. Überschüttungshöhe im Gewölbsscheitel $u_0 = 0.50$ m, horizontale Fahrbahn.

Wir setzen nach 15) die Verkehrsbelastung

$$\text{für Vollbelastung} \quad p = \left(0.5 + \frac{20}{30}\right) \cdot \frac{1.5}{1.7} = 1.03 \text{ t/m}^2$$

$$\text{für halbseitige Belastung} \quad p_1 = \left(0.5 + \frac{20}{15}\right) \cdot \frac{1.5}{1.7} = 1.62 \text{ t/m}^2$$

und berechnen zunächst die Bogenform nach den Gleichungen 1) bis 6) unter vorläufiger Annahme der Scheitelgewölbstärke $d_0 = 0.75$ m.

Es ergibt sich

$$q_0 = 0.75 \cdot 2.4 + 0.5 \cdot 1.8 + \frac{1}{2} 1.03 = 3.215,$$

$$q = \frac{8}{3} \cdot \left(\frac{5}{30}\right)^2 \cdot 0.75 (2.4 - 0.9) = 0.0833,$$

$$H = 3.2983 \frac{30^2}{16.5} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2}{3} \frac{3.215}{(3.298)^2} 1.8 \cdot 5}\right] = 98.887 \text{ t},$$

$$y = (3 \cdot 215 + 0 \cdot 005247 x^2) \frac{x^2}{197 \cdot 774} = (0 \cdot 01625 + 0 \cdot 0000265 x^2) x^2,$$

$$e_0 = \frac{98 \cdot 887}{3 \cdot 215} = 30 \cdot 75,$$

$$f_0 = \frac{30^2}{8 \cdot 30 \cdot 75} = 3 \cdot 659.$$

Bei der angegebenen Ausführungsweise kann die zulässige Druckbeanspruchung mit $s = 30 \text{ kg/cm}^2 = 300 \text{ t/m}^2$ angenommen werden. Damit und mit $w = 0 \cdot 5 \cdot 1 \cdot 8 + \frac{1}{2} 1 \cdot 62 = 1 \cdot 71 \text{ t/m}^2$, ferner mit $\cos^2 \varphi = \frac{30^2}{30^2 + 4 \cdot 5^2} = 0 \cdot 9$ ergibt sich die Gewölbstärke im Scheitel aus 18)

$$d_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1 \cdot 71 \cdot 30 \cdot 75}{300 - 2 \cdot 4 \cdot 30 \cdot 75} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 62 (300 - 2 \cdot 4 \cdot 30 \cdot 75) \cdot 3 \cdot 659 \cdot 0 \cdot 9}{(1 \cdot 71)^2 \cdot 30 \cdot 75}} \right] = 0 \cdot 729 \text{ m}.$$

Rechnet man die Gewölbstärke aus Gleichung 20), so erhält man

$$d_0 = -\frac{1}{2} \cdot \frac{1 \cdot 71}{2 \cdot 4} + \sqrt{\frac{1}{4} \left(\frac{1 \cdot 71}{2 \cdot 4} \right)^2 + \frac{1 \cdot 62 \cdot 3 \cdot 659}{2 \cdot 2 \cdot 4} 0 \cdot 9} = 0 \cdot 757 \text{ m}.$$

Die angenommene Scheitelstärke von $0 \cdot 75 \text{ m}$ wäre sonach noch knapp ausreichend, doch sind dabei bereits kleine Zugspannungen bei ungünstiger Verkehrsbelastung zu erwarten. Man erkennt, daß im gegebenen Falle ein Gewölbemauerwerk von größerer Druckfestigkeit, also die Ausführung in harten Quadern, keinen Gewinn brächte, da die höhere Druckfestigkeit nicht zur Ausnützung käme.

Berücksichtigt man, daß durch das Hinzutreten der Temperaturwirkungen weitere Erhöhungen der Spannungen entstehen werden, so erscheint eine Vergrößerung der Gewölbstärke im Scheitel auf etwa $0 \cdot 85 \text{ m}$, in den Kämpfern auf etwa $1 \cdot 40 \text{ m}$ ratsam.

2. Gewölbe mit Kämpfer und Scheitelgelenken. Bei diesen kann zur Bestimmung der Scheitelstärke die Formel 13) in Anwendung gebracht werden, nur kann hier für s_0 ein der zulässigen Druckbeanspruchung s des Gewölbmauerwerkes nahe kommender Wert eingeführt werden, vorausgesetzt, daß in den meist beanspruchten Querschnitten in den Gewölbeschenkeln die Stärke genügend vergrößert wird, um daselbst die Kantenpressung in der zulässigen Grenze zu halten und bei Mauerwerks- oder nicht bewehrten Stampfbetongewölben das Auftreten von Zugspannungen auszuschließen.

Wird die Form der Bogenachse nach der Mittellage der Stütze (für Vollbelastung mit $\frac{1}{2} p$) bestimmt, so ist das Moment des Dreigelenkbogens für halbseitige Belastung mit p_1 im Viertel der Spannweite (siehe S. 23) $M = \frac{1}{64} p_1 l^2$ und es werden die Randspannungen daselbst bei der Bogenstärke d_1 (Abb. 93)

$$\sigma = \frac{H_1 \sec \varphi}{d_1} \pm \frac{6}{64} \frac{p_1 l^2}{d_1^2}.$$

Ausfüllung der Gewölbzwickel mit Füllbeton bis zur Wagrechten durch den Gewölbscheitel.

Für die Verkehrslast würde sich nach den Formeln 15) ergeben:

$$\text{für Vollbelastung} \quad \left(5 + \frac{30}{50}\right) \frac{1.8}{5.7} = 1.74 \text{ t/m}^2,$$

$$\text{für halbseitige Belastung} \quad \left(5 + \frac{30}{25}\right) \frac{1.8}{5.7} = 1.92 \text{ t/m}^2;$$

wir setzen aber dem schweren bayerischen Belastungszüge (siehe Bd. I, S. 45) entsprechend

$$\text{für Vollbelastung} \quad p = \frac{5.8 \text{ t}}{3 \text{ m}} = 1.93 \text{ t/m}^2,$$

$$\text{für halbseitige Belastung} \quad p_1 = \frac{7.68 \text{ t}}{3 \text{ m}} = 2.56 \text{ t/m}^2.$$

Unter Annahme einer Scheitelstärke von 1.35 m, des Einheitsgewichtes

$$\text{für Beton} \quad \gamma = 2.2, \quad \text{der Bettung} \quad \gamma_1 = 1.8$$

$$\text{wird im Scheitel} \quad q_0 = 1.35 \cdot 2.2 + 0.8 \cdot 1.8 + \frac{1.93}{2} = 5.375 \text{ t},$$

$$\text{im Kämpfer} \quad q_1 = 10.37 \cdot 2.2 + 0.8 \cdot 1.8 + \frac{1.93}{2} = 25.215 \text{ t}.$$

Damit ergibt die Näherungsformel 10)

$$e_0 = \frac{1}{6} \left(5 + \frac{25.215}{5.375}\right) \frac{50^2}{8 \cdot 8.7} = 58.0 \text{ m},$$

$$f_0 = \frac{2500}{8.58} = 5.383 \text{ m}$$

und es folgt aus Formel 21) unter Annahme einer größten Druckbeanspruchung von $s = 30 \text{ kg/cm}^2 = 300 \text{ t/m}^2$

$$d_1 \cos \varphi = \frac{1}{2} \frac{(4.41 + 1.28) \cdot 58}{300} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{3 \cdot 2.56 \cdot 5.388 \cdot 300}{(5.69)^2 \cdot 58}}\right] = 2.087$$

$$d_1 = 2.11 \text{ m}$$

Formel 22) liefert

$$d_1 \cos \varphi \geq \frac{3 \cdot 2.56 \cdot 5.388}{4 \cdot 5.69} \cdot 0.97 = 1.76 \text{ m},$$

$$d_1 \geq 1.79 \text{ m}.$$

Es wird ferner der Horizontalschub für Vollbelastung angenähert

$$H = (1.35 \cdot 2.2 + 0.8 \cdot 1.8 + 1.93) \cdot 58 = 6.34 \cdot 58 = 367.7 \text{ t},$$

sonach die Beanspruchung im Scheitel $s_0 = \frac{367.7}{1.35} = 272 \text{ t/m}^2 = 27 \text{ kg/cm}^2$.

Der lotrechte Druck im Kämpfer bei Vollbelastung ist angenähert

$$\left(6.34 + \frac{1}{3}(q_1 - q_0)\right) \cdot 25 = 323.7 \text{ t}.$$

Der Kämpferdruck daher $\sqrt{367.7^2 + 323.7^2} = 490 \text{ t}$. Legt man dieselbe Beanspruchung wie im Scheitel $s_0 = 27 \text{ kg/cm}^2$ zugrunde, so folgt die Kämpferstärke

$$\text{mit } d_2 = \frac{490}{270} = 1.82 \text{ m}.$$

Ausgeführt wurde $d_0 = 1.35 \text{ m}$, $d_1 = 2.00 \text{ m}$ und $d_2 = 1.85 \text{ m}$. Hiefür ergibt die genaue statische Berechnung eine größte Kantenpressung von 35 kg/cm^2 bei Wegfall von Zugspannungen, was mit obiger Näherungsdimensionierung befriedigend übereinstimmt.

§ 20. Die Dimensionierung der Eisenbetonbogen.

Im vorstehenden Paragraphen wurden die Regeln für die Stärken der Mauerwerks- und Stampfbetongewölbe aus den Bedingungen entwickelt, daß erstens die zulässige Druckbeanspruchung nicht überschritten wird und zweitens, wenigstens bei Außerachtlassung der Temperaturwirkung, auch keine Zugspannungen im Gewölbmauerwerk auftreten. Die zweite Bedingung kann unter Umständen, nämlich bei im Verhältnis zur ständigen Belastung großer Verkehrslast und bei Bogen mit großem Stichverhältnis, ferner bei hoher zulässiger Druckbeanspruchung größere Stärken erfordern als die Einhaltung der zulässigen Druckspannung. Durch Anwendung eines zur Aufnahme von Zugspannungen geeigneten Baustoffes, Eisenbeton oder Verbundbogen aus Eisen und Beton, kommt diese Bedingung in Wegfall und da sich die Eisenbewehrung auch an der Aufnahme der Druckkräfte beteiligt, so wird bei den Eisenbetonbogen immer eine geringere Stärke, als sie oben für die nicht armierten Gewölbe berechnet wurde, ausreichen.

Es sei für 1 m Gewölbbreite der Querschnitt der Eisenbewehrung bei der Scheitelstärke d_0 des Gewölbes $F_e = \frac{\alpha}{100} d_0$.

Es ist sonach α die Armierungsziffer in Prozenten im Bogenscheitel. Die Armierung wird symmetrisch zur Bogenachse angenommen, so daß Eisen- und Betonquerschnitt gemeinsame Schwerachse haben.

Der auf Beton reduzierte Querschnitt im Bogenscheitel ist $d_0 (1 + 0.01 n \alpha)$. Setzt man die Inanspruchnahme des Betons im Bogenscheitel bei zentrischer Kraftwirkung = s_0 , den Horizontalschub bei Vollbelastung $H = (\gamma d_0 + g_0 + p) q_0$, worin g_0 die Auflast im Bogenscheitel bezeichnet, so folgt aus $(\gamma d_0 + g_0 + p) q_0 = d_0 (1 + 0.01 n \alpha) s_0$ und mit Einführung von

$$\gamma' = \frac{1}{1 + 0.01 n \alpha} \gamma$$

$$d' = d_0 (1 + 0.01 n \alpha) = \frac{(g_0 + p) q_0}{s_0 - \gamma' q_0} \dots \dots \dots 23)$$

Diese Formel stimmt mit jener (13) für die Scheitelstärke des nicht armierten Gewölbes vom spezifischen Gewicht γ' überein.

Bestimmt man die Stärke d_0 mit Rücksicht auf die Einhaltung der zulässigen Betondruckspannung s in den stärkst beanspruchten Querschnitte, so hat man von der Bedingung auszugehen $s = \frac{H_1 \sec \varphi}{F} + \frac{M}{W}$.

Wir nehmen an, daß die in dem betrachteten Querschnitte auftretenden Zugspannungen so niedrig sind (kleiner als etwa 10 kg/cm^2), daß man noch den vollen Betonquerschnitt als wirksam ansehen und nach der Berechnungsnorm I rechnen kann. Dann ist bei der Bogenstärke d und der darauf bezogenen Armierungsziffer α in Hundertteilen, ferner bei dem Schwerpunktsabstande h der Eiseneinlagen (Abb. 94)

$$F = d(1 + 0.01 n \alpha)$$

$$J = \frac{1}{12} d^3 + \frac{n \alpha}{100} d \frac{h^2}{4}; \quad W = \frac{1}{6} d^2 + \frac{n \alpha}{100} \frac{h^2}{2}$$

Für $h = 0.85 d$ kann näherungsweise gesetzt werden

$$W = \frac{1}{6} d^2 (1 + 0.02 n \alpha) \doteq \frac{1}{6} d^2 (1 + 0.01 n \alpha)^2,$$

so daß sich ergibt

$$s = \frac{H_1 \sec \varphi}{d(1 + 0.01 n \alpha)} + \frac{6 M}{d^2 (1 + 0.01 n \alpha)^2} \dots \dots \dots 24)$$

1. Gelenkloser Bogen. Die Bogenstärke im Scheitel sei mit d_0 bezeichnet; gegen die Kämpfer nehme sie in geringem Maße, etwa nach der Sekante des Neigungswinkels des Querschnittes zu, so daß $d_1 = d_0 \sec \varphi$ gesetzt werden kann. Es ist ferner

$$H_1 = (\gamma d_0 + g_0 + \frac{1}{2} p_1) \varrho_0 = (\gamma d_0 + w) \varrho_0$$

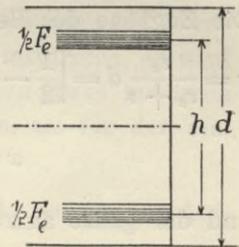


Abb. 94.

und unter der Voraussetzung, daß die Bogenachse nach der mittleren Stützlinie geformt ist, näherungsweise für halbseitige Belastung

$$M = \frac{1}{100} p l^2.$$

Die Auflösung der Gleichung 24) ergibt analog der Formel 18) für den nicht armierten Bogen

$$d'_0 = d_0 (1 + 0.01 n \alpha) = \frac{1}{2} \frac{w \varrho_0}{s - \gamma' \varrho_0} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2 p_1 f_0 (s - \gamma' \varrho_0) \cos^2 \varphi}{w^2 \varrho_0}} \right] 25)$$

worin ϱ_0 , f_0 , w durch die früheren Gleichungen 10), 11) und 17) bestimmt und $\gamma' = \frac{1}{1 + 0.01 n \alpha} \gamma$ ist.

Aus d'_0 rechnet sich mit Annahme der Armierungsziffer α die Scheitelgewölbstärke d_0 aus

$$d_0 = \frac{1}{1 + 0.01 n \alpha} d'_0 \dots \dots \dots 26)$$

oder bei Annahme von d_0 die erforderliche Armierungsziffer α .

Der Querschnitt wäre hienach für die Druckbeanspruchung ausreichend dimensioniert. Es ist aber noch zu prüfen, ob die Armierung für die Aufnahme der Zugspannungen ausreicht. Zum Zwecke der vorläufigen Querschnittsbemessung muß man sich aber mit einer rohen Näherungsberechnung behelfen, da erst die später durchzuführende genaue statische Untersuchung und die Berechnung der Größtwerte der Spannungen in den einzelnen Querschnitten darüber Aufschluß geben kann, ob Änderungen an den Stärken und an der Armierung des Bogens vorzunehmen sind.

Bei voll wirksamem Betonquerschnitt sind die beiden Randspannungen (absolut genommen)

$$s = \frac{6 M}{d_0'^2} \cos^2 \varphi + \frac{H_1}{d_0'}$$

$$s_z = \frac{6 M}{d_0'^2} \cos^2 \varphi - \frac{H_1}{d_0'}$$

Die Zugzone des Betons hat demnach eine Breite

$$x = \frac{s_z}{s_z + s} d = \left[\frac{1}{2} - \frac{H d_0'}{12 M_0} \sec^2 \varphi \right] d = \left[\frac{1}{2} - \frac{100 (\gamma d_0 + w) \varrho_0 d_0'}{12 p_1 8 \varrho_0 f_0} \sec^2 \varphi \right] d$$

$$x = \left[\frac{1}{2} - \frac{(\gamma d_0 + w) d_0'}{p_1 f_0} \sec^2 \varphi \right] d$$

und der ganze aufzunehmende Zug wird

$$Z = \frac{1}{2} s_z x = \left[\frac{1}{2} - \frac{(\gamma d_0 + w) d_0'}{p_1 f_0} \sec^2 \varphi \right]^2 \frac{p_1 f_0}{2 d_0'^2} \varrho_0 d \cos^2 \varphi.$$

Wird nun angenommen, daß der Beton selbst gar keine Zugspannungen aufnimmt, vielmehr der Zugwiderstand gänzlich vom Eisen geleistet werden muß, und wird dabei allerdings nicht ganz zutreffend die im Eisen auftretende Zugkraft = Z gesetzt, demnach bei der zulässigen Eisenzugspannung s_e auch $Z = \frac{1}{2} F_e s_e = \frac{1}{2} \frac{\alpha}{100} d s_e$, so ergibt sich

$$\alpha = 100 \left[\frac{1}{2} - \frac{(\gamma d_0 + w) d_0'}{p_1 f_0} \sec^2 \varphi \right]^2 \frac{p_1 f_0 \varrho_0}{d_0'^2 s_e} \cos^2 \varphi \quad \dots \quad 27)$$

In der Regel wird diese zweite Bedingung, wenn nicht der Bogenpfeil groß oder eine besonders hohe Verkehrslast zu berücksichtigen ist, kleinere Werte der Armierungsziffer liefern als Gleichung 26).

Dabei ist auf die Spannungen im Kämpfer, die durch Belastung und Temperaturwirkung auftreten, keine Rücksicht genommen worden.

Diese werden in den meisten Fällen daselbst eine größere Bogenstärke als sich nach der Regel $d_0 \sec \varphi_1$ ergeben würde, oder eine stärkere Armierung verlangen.

2. Dreigelenkbogen. Wir setzen wieder voraus, daß die Bogenachse nach der Mittellage der Stützlinie bestimmt wurde, und ermitteln die Bogenstärke d_1 in der Mitte des Gewölbschenkels. Analog dem gelenklosen Gewölbe erhält man den übereinstimmenden Ausdruck wie für den nicht armierten Dreigelenkbogen (21)

$$d'_1 \cos \varphi = d_1 (1 + 0.01 n \alpha) \cos \varphi =$$

$$= \frac{1}{2} \frac{\left(g_0 + \frac{1}{2} p_1\right) \varrho_0}{s} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{3 p_1 f_0 s}{\left(g_0 + \frac{1}{2} p_1\right)^2 \varrho_0} \cos^2 \varphi} \right] \quad \dots \quad 28)$$

Hierin bezeichnet $g_0 = \gamma d_0 + g$ die Eigengewichtslast im Bogen-scheitel.

Da beim Dreigelenkbogen keinerlei Zusatzspannungen durch Temperaturwirkung oder Widerlagerverschiebung hinzutreten, so wird es im allgemeinen gerechtfertigt sein, für diesen einen etwas größeren Wert von s in die Berechnungsformeln einzuführen, als für den eingespannten Bogen.

Die Mindeststärke der Armierung $F_e = \frac{\alpha_1}{100} d_1$, welche zur Aufnahme der Zugspannungen notwendig ist, berechnet sich in ähnlicher Weise wie beim gelenklosen Bogen mit

$$\alpha_1 = 100 \left[\frac{1}{2} - \frac{2}{3} \frac{g_0 + \frac{1}{2} p_1}{p_1} \frac{d'_1}{f_0} \sec \varphi \right]^2 \frac{3 p_1 f_0 \varrho_0}{2 d_1'^2 s_e} \quad \dots \quad 29)$$

Es wird aber auch hier dieser Wert in der Regel von jenem übertroffen, der für die Armierung mit Rücksicht auf die Druckspannung aus dem Verhältnis $d'_1 : d_1$ zu bestimmen ist.

3. Steife Armierung mit teilweiser Aufnahme der Eigenlast. Ist das Gewölbe nach der richtigen Drucklinienform gestaltet und die Verkehrslast nicht übermäßig groß, so werden die auftretenden Zugspannungen nur gering. Da aber auch die größte Druckspannung in der Eisenarmierung höchstens das $n = 15$ fache der Betondruckspannung, d. i. 450 bis 500 kg/cm^2 betragen kann, so sieht man, daß eine volle Ausnutzung der Eisenfestigkeit in den gewöhnlich armierten Betongewölben nicht zu erreichen ist. Es wird dies jedoch dann möglich, wenn bei Anwendung steifer Eiseneinlagen (bei der später zu besprechenden Bauweise Melan) durch Anhängung des

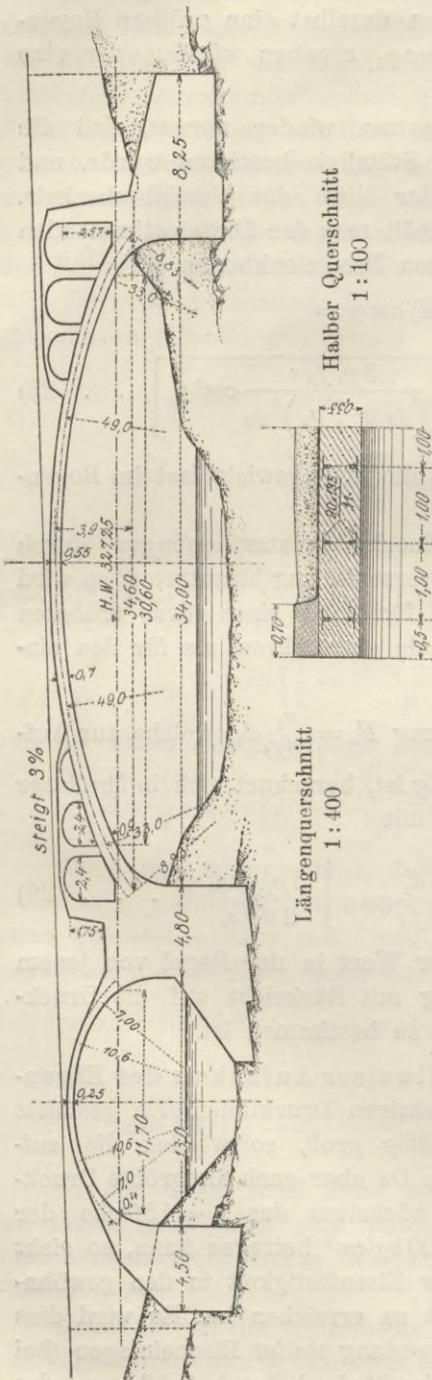


Abb. 95. Elbebrücke bei Döberney (Böhmen).

Lehrgerüsts an die Eisenbogen ein Teil des Eigengewichtes der Wölbung unmittelbar auf die Eisenbogen gebracht und in diesen dadurch eine gewisse Anfangsspannung hervorgerufen wird.

Es sei die Anordnung des Lehrgerüsts derart, daß von diesem nur der k te ($\frac{1}{2}, \frac{2}{3} \dots$) Teil des Gewichtes des Betonbogens getragen, der restliche, $(1 - k)$ fache Teil durch die Anhängung des Gerüsts unmittelbar von den Eisenbogen gestützt wird. Dann gelten die Formeln 25) für den eingespannten und 28) für den Dreigelenkbogen, wenn darin

$$\gamma' \text{ durch } \frac{k}{1 + 0.01 n \alpha} \gamma$$

beziehungsweise

$$g_0 \text{ durch } g'_0 = k \gamma d_0 + g$$

oder im allgemeinen das spezifische Gewicht γ des Betoneisenbogens durch $k \gamma$ ersetzt wird.

Die notwendige Stärke der Eisenbogen ergibt sich in diesem Falle aus nachstehender Näherungsrechnung.

Die Belastung durch das angehängte Gewicht des Gewölbes erzeugt in den Eisenbogen eine Druckspannung s_e , die, wenn man auch für diese Belastung die Stützlinie nahe mit der Bogenachse zusammenfallend annimmt,

$$\begin{aligned} \text{sich aus } s_e &= \frac{(1 - k) \gamma d_0 q_0 \sec \varphi}{F_e} = \\ &= 100 \frac{(1 - k) \gamma q_0}{\alpha} \end{aligned}$$

berechnet. Hierzu kommt noch die maximale Druckspannung im Eisen als einem Teile des Verbundkörpers. Diese wird höchstens gleich der n -fachen Betondruckspannung s , sonach $s_e'' = n s$. Die Gesamtdruckspannung im Eisen ergibt sich demnach mit

$$s_e = s_e' + s_e'' = 100 \frac{(1-k) \gamma q_0}{\alpha} + n s,$$

woraus
$$\alpha = 100 \frac{(1-k) \gamma q_0}{s_e - n s} \dots \dots \dots 30)$$

Für den Dreigelenkbogen folgt analog die Armierung $F_e = \frac{\alpha_1}{100} d_1$ im stärksten Querschnitte d_1 aus

$$\alpha_1 = 100 \frac{(g - g_0) q_0 \sec \varphi}{d_1 (s_e - n s)} \dots \dots \dots 31)$$

Die Eisenspannung s_e wird man in diesen Formeln aber mit keiner viel höheren Ziffer als $700 \text{ kg/cm}^2 = 7000 \text{ t/m}^2$ einzuführen haben, da die Anfangsspannung $s_e - n s$ mit Rücksicht auf die Knickgefahr der Eisenbogen und ihre nicht rein axiale Beanspruchung in entsprechend niedrigen Grenzen gehalten werden muß.

1. Beispiel. Straßenbrücke. Gelenkloser Eisenbetonbogen. Stützweite $l = 34.6 \text{ m}$, Pfeilhöhe 3.9 m . Stärke der Besteinung über Gewölbscheitel 0.3 m . In den Gewölbswickeln Sparbogen (Abb. 95).

Die Verkehrslast wird bei Vollbelastung mit $p = 1.0 \text{ t/m}^2$,
bei halbseitiger Belastung mit $p_1 = 1.3 \text{ t/m}^2$

in Rechnung gestellt. Die Scheitelstärke des Bogens nehmen wir vorläufig mit $d_0 = 0.60 \text{ m}$ an.

Auf Grund der Projektskizze berechnet sich die Belastung im Bogenscheitel

$$q_0 = \gamma d_0 + g_0 + \frac{1}{2} p = 2.5 \cdot 0.6 + 1.8 \cdot 0.3 + 0.5 = 2.54 \text{ t}$$

an den Kämpfern

$$q_1 = \gamma d_1 + g_1 + \frac{1}{2} p = 2.5 \cdot 1.0 + 2.5 + 0.5 = 5.50 \text{ t}$$

sonach der Scheitelkrümmungsradius $e_0 = \frac{1}{6} \left(5 + \frac{5.50}{2.54} \right) \cdot \frac{34.6^2}{8 \cdot 3.9} = 45.8 \text{ m}$

$$f_0 = \frac{34.6^2}{8 \cdot 45.8} = 3.26 \text{ m}.$$

Es ist ferner $w = g_0 + \frac{1}{2} p_1 = 1.19$

$$\cos^2 \varphi = 0.95$$

und bei vorläufiger Annahme von 2% Armierung

$$\gamma' = \frac{\gamma}{1 + 0.15 \alpha} = \frac{2.5}{1.3} = 1.92, \quad \gamma' e_0 = 1.92 \cdot 45.8 = 88.$$

Wird die Betondruckspannung mit $s = 30 \text{ kg/cm}^2 = 300 \text{ t/m}^2$ festgesetzt, so liefert Gleichung 25)

$$d'_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1 \cdot 19 \cdot 45 \cdot 8}{300 - 88} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 26 \cdot 212 \cdot 0 \cdot 95}{(1 \cdot 19)^2 \cdot 45 \cdot 8}} \right] = 0 \cdot 797 \text{ m.}$$

Unter Beibehaltung der Scheitelstärke $d_0 = 0 \cdot 60 \text{ m}$ wird die Armierungsziffer

$$\alpha = \frac{100}{15} \left(\frac{0 \cdot 797}{0 \cdot 60} - 1 \right) = 2 \cdot 2\%.$$

Die notwendige Querschnittsfläche der Armierungseisen für 1 m Gewölbbreite sonach $F_e = 2 \cdot 2 \cdot 60 = 132 \text{ cm}^2$.

Rechnet man die Armierung mit Rücksicht auf die Zugspannungen, so folgt aus Gleichung 27) mit $s_e = 7000 \text{ t/m}^2$

$$\alpha = 100 \left[\frac{1}{2} - \frac{2 \cdot 69 \cdot 0 \cdot 797}{1 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 26 \cdot 0 \cdot 95} \right]^2 \frac{1 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 26 \cdot 45 \cdot 8}{(0 \cdot 797)^2 \cdot 7000} 0 \cdot 95 = 0$$

d. h. es treten bei den oben berechneten Stärken des Gewölbes in den Gewölbschenkeln, von den Kämpfern abgesehen, überhaupt keine Zugspannungen auf, so daß nur die Druckspannungen für die Stärkenbemessung des Gewölbes und der Armierung maßgebend sind.

Wird dieses Gewölbe mit steifen Eiseneinlagen ausgeführt und an letztere das Lehrgerüst so angehängt, daß sie etwa $\frac{1}{3}$ des Gewichtes des Gewölbebogens tragen, so kann bei der gleichen Gewölbstärke $d_0 = 0 \cdot 60 \text{ m}$ die Armierung schwächer gehalten werden. Der zulässige Kleinstwert folgt aus

Gleichung 30) mit $(1 - k) = \frac{1}{3}$ und $s_e = 7000$,

$$\alpha_{min} = 100 \frac{1}{3} \cdot \frac{2 \cdot 5 \cdot 45 \cdot 8}{7000 - 4500} = 1 \cdot 53\%.$$

Wir versuchen $\alpha = 1 \cdot 6$ und haben in Gleichung 25) zu setzen

$$\gamma' = \frac{2}{3} \cdot \frac{2 \cdot 5}{1 + 0 \cdot 15 \cdot 1 \cdot 6} = 1 \cdot 344$$

$$\gamma' q_0 = 1 \cdot 344 \cdot 45 \cdot 8 = 61 \cdot 56, \quad s - \gamma' q_0 = 238 \cdot 44$$

$$\text{sonach } d'_0 = \frac{1}{2} \frac{1 \cdot 19 \cdot 45 \cdot 8}{238 \cdot 44} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 26 \cdot 238 \cdot 44 \cdot 0 \cdot 95}{(1 \cdot 19)^2 \cdot 45 \cdot 8}} \right] = 0 \cdot 746 \text{ m.}$$

Mit Beibehaltung von $d_0 = 0 \cdot 60 \text{ m}$ ergibt sich hiernach

$$\alpha = \frac{100}{15} \left[\frac{0 \cdot 746}{0 \cdot 60} - 1 \right] = 1 \cdot 62\%$$

und der notwendige Querschnitt der Eisenbogen für 1 m Gewölbbreite

$$F_e = 1 \cdot 62 \cdot 60 = 97 \cdot 2 \text{ cm}^2.$$

Man ersieht hieraus, daß durch die Anordnung einer steifen Armierung in Verbindung mit einer teilweisen Übertragung der Gewölbbelastung durch Anhängung des Lehrgerüsts eine Ersparnis im Gewichte der Armatur zu erzielen ist.

Die Brücke wurde ausgeführt mit einer Scheitelstärke von 55 cm und mit einem Gurtquerschnitt der in 1 m Abstand liegenden gitterförmigen Eisenbogen von $94 \cdot 2 \text{ cm}^2$. Die statische Untersuchung ergab größte Betondruckspannungen von 35 kg/cm^2 .

2. Beispiel. Dreigelenkbogen. Stützweite 60·6 m, Pfeilhöhe 12·0 m. Die Fahrbahn wird von Plattenbalken auf Eisenbetonstützen getragen. Über die Brücke soll ein Straßenbahngleise geführt werden. Es wird dementsprechend als Verkehrslast angenommen: für Vollbelastung $p = 1·3 \text{ t/m}^2$,
für halbseitige Belastung $p_1 = 1·5 \text{ t/m}^2$.

Wir nehmen versuchsweise die Scheitelstärke mit 0·8 m an, die Überschüttungshöhe sei 0·3 m; dann ist die Eigengewichtslast im Bogenscheitel

$$g_0 = 0·8 \cdot 2·5 + 0·3 \cdot 1·8 = 2·54 \text{ t.}$$

Auf Grund der nach einem Vorentwurfe annähernd bestimmten Eigenlasten und für Vollbelastung mit $\frac{1}{2} p$ wurde die Stützlinienform des Bogens bestimmt und der Krümmungshalbmesser der Bogenachse im Scheitel mit $\rho_0 = 49·4 \text{ m}$ erhalten.

Die Betondruckspannung soll mit $s = 40 \text{ kg/cm}^2 = 400 \text{ t/m}^2$ eingeführt und $n = 10$ gesetzt werden. (Schweizer Vorschrift.) Zulässige Eisenspannung $s_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$.

Die Hälfte des Bogengewichtes werde an die zur Armierung dienenden steifen Eisenbogen angehängt. Es ist sonach $g'_0 = g_0 - 1·0 \text{ t} = 1·54 \text{ t}$ und man erhält aus Formel 28), wenn darin $f_0 = \frac{l^2}{8\rho_0} = 9·292$, $\cos^2 \varphi = 0·864$, $\cos \varphi = 0·93$ gesetzt wird:

$$d'_1 \cos \varphi = \frac{1}{2} \frac{(1·54 + 0·75) 49·4}{400} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{3 \cdot 1·5 \cdot 9·292 \cdot 400 \cdot 0·864}{(2·29)^2 \cdot 49·4}} \right] = 1·201 \text{ m}$$

$$d'_1 = \left(1 + n \frac{\alpha_1}{100} \right) d_1 = \frac{1·201}{0·93} = 1·291 \text{ m.}$$

Wird $d_1 = 1·20 \text{ m}$ gewählt, so würde sich hiernach α_1 nur mit

$$\alpha_1 = \frac{100}{10} \left[\frac{d'_1}{d_1} - 1 \right] = 0·75\%$$

ergeben. Mit Rücksicht auf die Eisenspannungen machen wir aber

$$\alpha_1 = 1·16\%$$

und erhalten aus Formel 31)

$$100 \cdot \frac{1·0 \cdot 49·4}{1·20 (s_e - 400 \cdot 10) \cdot 0·93} = 1·16$$

die größte Druckspannung im Eisen $s_e = \text{rund } 8000 \text{ t/m}^2 = 800 \text{ kg/cm}^2$

und annähernd die größte Zugspannung aus Formel 29) worin g'_0 einzusetzen ist,

$$1·16 = 100 \left[\frac{1}{2} - \frac{2}{3} \cdot \frac{2 \cdot 29 \cdot 1 \cdot 291}{1 \cdot 5 \cdot 9 \cdot 292 \cdot 0 \cdot 93} \right]^2 \cdot \frac{3 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 9 \cdot 292 \cdot 49 \cdot 4}{2 \cdot (2 \cdot 29)^2 \cdot s_e} = \frac{7515 \cdot 5}{s_e}$$

$$s_e = 6500 \text{ t/m}^2 = 650 \text{ kg/cm}^2.$$

Würden die Eisenbogen schwächer, etwa nur der oben gefundenen Armierungsziffer von 0·75% entsprechend, ausgeführt, so ergäbe sich zwar die Eisenspannung sowohl für Zug wie für Druck aus 29) und 31) noch mit rund 1000 kg/cm^2 ; es erscheint jedoch nicht ratsam mit der Druckbeanspruchung so hoch zu gehen, da sich dann für die Initialspannung durch das angehängte Gewölbe $1000 - 400 = 600 \text{ kg/cm}^2$ ergäbe, wofür die Knicksicherheit zu gering wäre.

Die gewählten Abmessungen $d_1 = 1.20\text{ m}$, $\alpha_1 = 1.16\%$, d. i. $F_e = 139.2\text{ cm}^2$ pro 1 m Gewölbbreite, können demnach als entsprechend angesehen und der weiteren Bearbeitung des Projektes zugrunde gelegt werden.

§ 21. Die statische Untersuchung der Gewölbe und Berechnung der Spannungen.

Ein nach vorstehenden Angaben dimensioniertes oder sonstwie nach empirischen Regeln (siehe S. 165) versuchsweise angenommenes Mauerwerks- oder Eisenbetongewölbe ist noch nach der Theorie der Bogenträger (siehe Kapitel I) einer genaueren Spannungsberechnung zu unterziehen, um den Nachweis der Einhaltung der zulässigen Spannungsgrenzen zu erbringen, oder andernfalls die Notwendigkeit von Verstärkungen daraus abzuleiten.

Es handelt sich dabei um die Wirkung der ständigen Belastung (Eigengewichtslast), der Verkehrslasten und um die Zusatzkräfte, die durch Temperaturänderung oder durch sonstige störende Einflüsse hervorgerufen werden können.

Was die Verkehrslast betrifft, so begnügt man sich wohl bei kleineren Gewölben und bei einer weniger sorgfältigen Berechnung vielfach damit bloß zwei Belastungsfälle in Betracht zu ziehen: Vollbelastung und Belastung einer Gewölbshälfte, und erhält damit die größten Beanspruchungen im Bogenseitel und annähernd in den Gewölbsschenkeln und in den Kämpfern. Die Spannungsermittlung soll aber immer durch Rechnung aus den angreifenden Kräften (Moment auf die Bogenachse und Achsialkraft) erfolgen und nicht durch bloßes Verzeichnen der Stützl意思, da der Genauigkeitsgrad ihrer graphischen Ermittlung für die Bestimmung der Spannungsverteilung im Querschnitt ein zu geringer ist.

Bei eingehenderer Untersuchung von Gewölben mit größeren Verkehrslasten ist die Spannungsermittlung für eine Reihe von Querschnitten unter Zugrundelegung der für sie ungünstigsten Belastungsweise durchzuführen. Hierzu kommt am zweckmäßigsten die Methode der Einflußlinien in Anwendung, die auch bei ausschließlich graphischer Durchführung ausreichende Genauigkeit bietet und es ohne erhebliche Mehrarbeit gestattet, die Verkehrsbelastung als Zug von Einzellasten in Rechnung zu bringen und nicht erst durch eine stetig verteilte Belastung zu ersetzen.

Die angreifenden Kräfte, die Einflußlinien der Momente und Achsialkräfte werden bei einem statisch bestimmten Dreigelenkbogen einfach erhalten (siehe § 3). Das gelenklose Gewölbe ist nach unserer heutigen Anschauung als ein eingespannter elastischer

Bogen aufzufassen, für welchen das in § 4 angegebene graphische Berechnungsverfahren die Einflußlinien liefert. Allerdings ist hierzu die Kenntnis oder Annahme der Querschnittsgrößen (Flächen und Trägheitsmomente) erforderlich. In dieser Hinsicht kann wohl bei Gewölben mit auftretenden Zugspannungen sich die Schwierigkeit ergeben, daß ein Teil des Gewölbquerschnittes in den gezogenen Partien unwirksam wird und sich ausschaltet, worauf in der Rechnung nicht Rücksicht genommen werden kann. Solche Zugspannungen werden bei einem regelrecht geformten Gewölbe zuerst in der Nähe der Kämpfer auftreten, den wirksamen Querschnitt daselbst reduzieren und die Einspannung teilweise aufheben. Die Berechnung als eingespannter Bogen mit voll wirkendem Querschnitt kann dann nicht mehr ganz zutreffende Resultate liefern. Bei einem richtig dimensionierten, in den Kämpfern entsprechend verstärkten Mauerwerksgewölbe wird dieser Fall aber erst dann eintreten, wenn die, zum Teil allerdings unvermeidlichen störenden Einflüsse (Lehrgerüstsenkung während der Ausführung, Schwinderscheinungen im Bogen, Nachgeben der Widerlager, Temperaturwirkungen) sich geltend machen. In einem Eisenbetongewölbe können dagegen auch im Normalzustande Zugspannungen ohne weiteres zugelassen werden, da sie die Eisenarmierung aufnimmt, und wir begegnen hier der Schwierigkeit, namentlich bei Gewölben mit im Verhältnis zu den Biegemomenten kleinen Achsialkräften, daß in einem Teil des Gewölbes ein Zustand eintritt, welcher die Annahme eines voll wirksamen Betonquerschnittes nicht mehr ganz richtig erscheinen läßt. Nichtsdestoweniger müssen wir aber auch für solche Gewölbe die aus den elastischen Formänderungen abzuleitenden angreifenden Kräfte so berechnen, als ob überall der volle Betonquerschnitt mit konstantem Elastizitätskoeffizienten wirken würde, eine Näherung, die wir bei allen statisch unbestimmten Tragwerken aus Eisenbeton (kontinuierliche Träger) in Anwendung bringen, da eine andere Berechnungsweise kaum zu überwindenden Schwierigkeiten begegnet. Übrigens ist auch in Eisenbetongewölben das Auftreten größerer Zugspannungen nicht als Regel zu bezeichnen; gewöhnlich sind diese auf das Zusammenwirken ungünstiger Belastungsfälle mit Temperaturänderungen und auf die Kämpferpartien beschränkt. Wir wenden sonach zur Bestimmung der äußeren Kräfte eines statisch unbestimmten Eisenbetongewölbes die für den Bogen aus einheitlichem Baustoff geltenden Formeln an unter Einführung der ideellen Querschnittsgrößen $F = F_b + n F_e$ und $J = J_b + n J_e$.

Die Berechnung der Spannungen in einem Gewölbe führt man am besten getrennt durch: 1. für die Eigengewichtslast, 2. für

Verkehrslast, letztere in den beiden für jeden Querschnitt ungünstigsten Belastungsannahmen, welche in der Querschnittsschwerachse das größte positive und negative Moment geben und 3. für die Temperaturwirkung.

Die Eigengewichtskräfte können rechnerisch oder auch mit Hilfe der Einflußlinien erhalten werden. Die ausschließliche Anwendung des rechnerischen Verfahrens für die Untersuchung der Verkehrslastwirkung empfiehlt sich wegen seiner Umständlichkeit nur dann, wenn bloß einige wenige Belastungsfälle (halbseitige und Vollbelastung) in Betracht gezogen werden.

Aus den Achsialkräften und Momenten sind die Querschnittsrandspannungen in bekannter Weise zu berechnen (§ 2). Man stellt dieselben tabellarisch zusammen und bildet durch entsprechende Summierung der vom Eigengewichte, von der Verkehrslast und von der Temperaturwirkung herrührenden Spannungen die Größtwerte. Diese müssen in den Grenzen der zulässigen Materialbeanspruchung bleiben, wenn das Gewölbe als ausreichend dimensioniert anzusehen ist. Bei einem Mauerwerksgewölbe sollen sich bei Außerbetrachtung der Temperaturwirkung überhaupt keine Zugspannungen ergeben. Bei hinzutretender Temperaturwirkung werden allerdings Zugspannungen in den Kämpfern des eingespannten Gewölbes kaum zu vermeiden sein und die Rechnung ergibt solche wohl bei allen ausgeführten Steinbrücken, wenn die üblichen Temperaturextreme ($\pm 20^{\circ}\text{C}$) in Rücksicht gezogen werden. Es dürfte aber bei stärkeren überschütteten Gewölben gerechtfertigt sein, mit einer etwas kleineren Temperaturschwankung (etwa $\pm 15^{\circ}$) zu rechnen und Zugspannungen von einigen kg/cm^2 in den Kämpfern noch zuzulassen. Feine Fugenrisse an den Kämpfern, die alsdann möglich sind und zu deren Entstehen noch die oben erwähnten störenden Einflüsse beitragen können, sind zwar für die Stabilität des Gewölbes nicht gefährlich; sie ändern aber den Einspannungszustand und sind ungünstig, wenn sie den Zusammenhang der wasserdichten Abdeckungsschicht über dem Gewölbe zerstören. Die Vorbeugungsmittel, die man dagegen anwendet, werden im nächsten Paragraphen besprochen.

Die Spannungen in einem Eisenbetongewölbe werden im allgemeinen nach der Phase oder Berechnungsnorm I (siehe § 13, S. 86), d. i. unter Annahme eines mit durchaus gleicher Elastizität voll wirksamen Betonquerschnittes berechnet. Für jene Querschnitte aber, in welchen sich nach dieser Berechnungsweise größere Betonzugspannungen als etwa $10 \text{ kg}/\text{cm}^2$ herausstellen, sind die Spannungswerte durch Anwendung der Berechnungsnorm II oder III zu korrigieren. Zur Berechnung dienen hiefür die Formeln 8) bis 10) in § 13 (S. 92)

mit $\mu=0$ oder $\mu=0.4$. Erstere Annahme (Berechnungsnorm II) liefert die Druckspannung im Beton und die Zugspannung im Eisen mit etwas zu großen Werten.

Im übrigen wird auf die im Anhange angefügten „Beispiele über die statische Untersuchung und Spannungsberechnung von Brückengewölben“ verwiesen.

Die steife Armierung eines Gewölbes mittels eiserner Bogen-träger (Bauweise Melan) wird meist durchwegs in gleicher Stärke und symmetrisch zur Bogenschwerachse angeordnet. Bei schlaffer Armierung mittels Rundeisen kann durch Änderung in der Zahl und Stärke der Rundeisen eine den stärker oder minder beanspruchten Stellen des Gewölbebogens entsprechende Veränderlichkeit der Armierung durchgeführt werden, doch wird durch eine verschieden starke obere und untere Bewehrung die Bogenschwerachse verschoben und es werden die für den eingespannten Bogen unter Annahme gleichstarker Armierung berechneten angreifenden Kräfte etwas unrichtig. Die Ermittlung der notwendigen Armierung in den einzelnen Querschnitten hat auf dem Wege versuchsweiser Annahme zu erfolgen.

Nur in dem Falle, als das Gewölbe in überwiegendem Maße Biegungsspannungen und nur geringe Achsialkräfte aufzunehmen hat, wird auch eine angenäherte unmittelbare Bestimmung der Armierungsstärken möglich. Man kann dann nämlich die von der Achsialkraft hervorgerufene geringe Druckspannung von der zulässigen Druckbeanspruchung des Betons in Abzug bringen und die Armierungsstärken aus den Biegungsformeln für die beiderseitig armierte Platte ableiten.

Haben die beiden Grenzwerte M_1 und M_2 des auf die Bogenachse bezogenen Momentes entgegengesetztes Vorzeichen, wie das in der Regel der Fall sein wird, so wird bei kleiner Achsialkraft beiderseitige Armierung notwendig. Setzt man $F'_e = \frac{\alpha'}{100}d$ den Querschnitt der Armierung auf der Zugseite, $F''_e = \frac{\alpha''}{100}d$ den Querschnitt der Armierung auf der Druckseite, α' und α'' sonach die Prozente der Zug- und Druckarmierung und nimmt man an, daß die Eisenarmierung je eine im Abstände $0.1d$ vom unteren und oberen Betonrande befindliche Schicht bildet, so wird mit $n=15$, das Trägheitsmoment des wirksamen Querschnittes für die Breite 1 (nach Formel 4 und 5, § 15, S. 117)

$$J = \frac{1}{20} [(0.9 - \xi)(2.7 - \xi)\alpha' + (\xi - 0.1)(\xi - 0.3)\alpha''] d^3 = i d^3$$

worin $\xi = -0.15(\alpha' + \alpha'') + \sqrt{0.15^2(\alpha' + \alpha'')^2 + 0.3(0.9\alpha' + 0.1\alpha'')}$ den Abstand der neutralen Achse vom Druckrande bestimmt.

Sind σ_b und σ_e die zulässigen Beanspruchungen für Beton (Druck) und Eisen (Zug), so folgt das Tragmoment aus

$$M = \frac{i}{\xi} d^2 \sigma_b = m d^2 \sigma_b$$

oder

$$M = \frac{i}{0.9 - \xi} d^2 \cdot \frac{\sigma_e}{15 \sigma_b} \cdot \sigma_b = m' d^2 \sigma_b.$$

Die Koeffizienten m und m' sind nur von den Armierungsziffern α' und α'' abhängig. Werden letztere auf ein Achsenkreuz bezogen, so lassen sich m und m' durch Kurvenscharen darstellen, wodurch die in Abb. 96 verkleinert wiedergegebene graphische Berechnungstafel erhalten wird. Die Kurven m' sind nahezu gerade, parallele Linien und es liegen ihre Schnittpunkte mit den Kurven m auf einer Geraden, deren Lage und Richtung von dem Verhältnis $\sigma_e : \sigma_b$ abhängt. In der Tafel sind die Kurven m' für das Verhältnis $\sigma_e : \sigma_b = 30$ gezeichnet.

Die Tafel erweist sich besonders nützlich für die Bestimmung der Armierung solcher Querschnitte, auf welche entgegengesetzt gerichtete Momente einwirken. Es seien diese Momente $M_1 = m_1 d^2 \sigma_b$ und $M_2 = -m_2 d^2 \sigma_b$. Wird die Kurve m_2 mit Vertauschung der Koordinaten in die Tafel gezeichnet und mit der Kurve m_1 zum Schnitt gebracht, so bestimmt der Schnittpunkt in seinen Koordinaten die Armierungsprozente α' und α'' . Man kann die Kurven der Tafel auf Pauspapier übertragen und diese Kopie in verkehrter Lage um 90° gedreht auf die Tafel legen, um die Lösung der Aufgabe für alle vorkommenden Fälle zu erhalten.

Derartige Gewölbe, deren Querschnitte bei kleinen Achsialkräften sehr verschieden große Momente aufzunehmen haben, das sind Gewölbe mit großem Stichverhältnis und geringer Eigenlast, bekommen sonach bei wirtschaftlich sparsamer Ausführung nicht durchweg gleichstarke Armierung. Man wechselt vielmehr den Eisenquerschnitt durch Hinzufügung oder Weglassung etlicher Rundeisenstäbe, wobei nur zu beachten ist, daß die Verstärkungseisen über jene Querschnitte, in denen sie notwendig werden, soweit hinaus verlängert werden, als es die Haftfestigkeit erfordert. Diese Länge bestimmt sich bei dem Durchmesser δ der Rundeisen durch $l = \frac{1}{4} \frac{\sigma_e}{\tau} \delta$, wenn σ_e die ausgenutzte Eisenspannung und τ die zulässige Haftspannung bezeichnet.

Beispiel. Bei einem 30 cm starken Gewölbe seien die Grenzwerte des in dem stärkst beanspruchten Querschnitte auftretenden, auf die Bogenachse bezogenen Momentes (für die Breite von 1 m) $M_1 = +6.2 tm$ und $M_2 = -4.05 tm$.

Die den beiden Belastungsfällen entsprechende Achskraft betrage $14t$ beziehungsweise $12t$, so daß die von ihr hervorgebrachte Druckspannung im Beton mit Rücksicht auf die Verstärkung des Querschnittes durch die Armierung kaum 4 kg/cm^2 erreicht. Wir bringen dieselbe von der als zulässig angenommenen Druckbeanspruchung des Betons (34 kg/cm^2) in Abzug und rechnen mit $\sigma_b = 30 \text{ kg/cm}^2$. Die zulässige Eisenzugspannung sei $\sigma_e = 900 \text{ kg/cm}^2 = 30 \sigma_b$. Es ist dann

$$m_1 = \frac{6200}{d^2 \sigma_b} = \frac{6200}{27000} = 0.23 \quad \text{und} \quad m_2 = \frac{4050}{27000} = 0.15.$$

Hilfstafel zur Berechnung doppelt armierter Betonbalken.

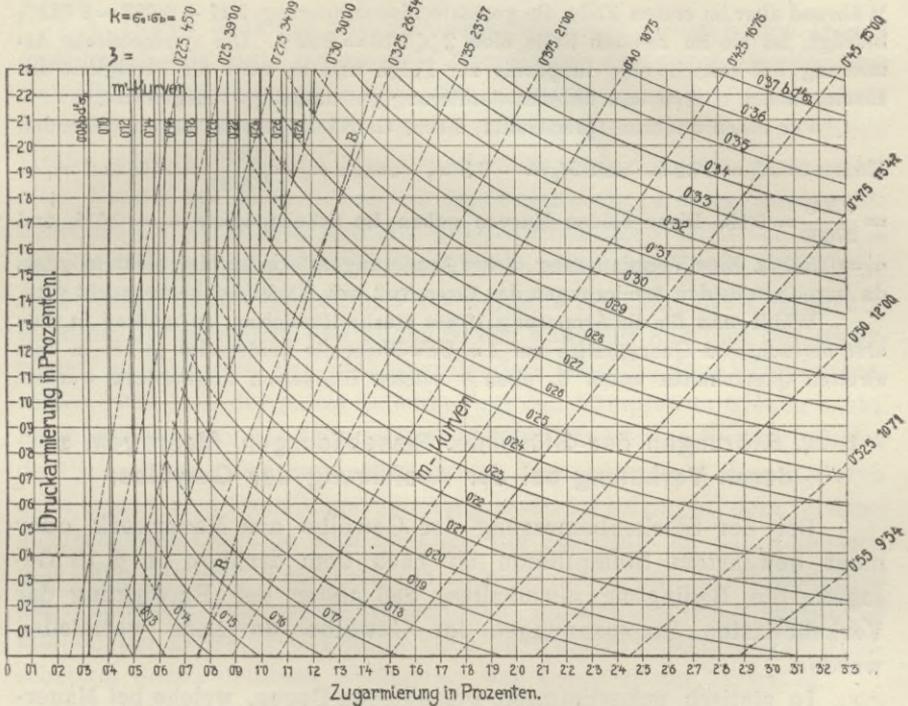


Abb. 96.

Für den Schnittpunkt dieser beiden Kurven entnehmen wir der Tafel (Abb. 96) $\alpha_u = 2.11$ und $\alpha_o = 0.623$.

Diesen Armierungsprozenten entspricht nach Kurve m_1 ein Verhältnis $\sigma_e : \sigma_b = 14.36$, nach Kurve m_2 ein Verhältnis $\sigma_e : \sigma_b = 45.78$. Die Spannungen betragen sonach

- im Beton am oberen Rande 30 kg/cm^2
- „ „ „ unteren Rande $900 : 45.78 = 19.7 \text{ kg/cm}^2$
- in der oberen Armierung 900 kg/cm^2
- „ „ unteren Armierung $14.36 \times 30 = 431 \text{ kg/cm}^2$.

Wählt man aber die Armierungsziffern auf der Kurve $m_1 = 0.23$ näher zur Linie RR , also etwa in beiden Armierungen gleich stark $\alpha_u = \alpha_o = 1.16\%$, so sind die von M_1 hervorgerufenen Spannungen

im Beton, oberer Rand 30 kg/cm^2

in der unteren Armierung $25.07 \times 30 = 752 \text{ kg/cm}^2$

und es stehen die vom Momente M_2 erzeugten Spannungen dazu im Verhältnis $\frac{M_2}{M_1} = \frac{0.15}{0.23} = 0.65$, sonach entsteht

im Beton, unterer Rand $0.65 \times 30 = 19.5 \text{ kg/cm}^2$

in der oberen Armierung $0.65 \times 752 = 489 \text{ kg/cm}^2$.

Während aber im ersten Falle die gesamte Eisenarmierung $2.11 + 0.623 = 2.733\%$ beträgt, ist sie im zweiten Falle bloß $2 \times 1.16 = 2.32\%$. Die symmetrische Armierung hat sonach eine Ersparnis zur Folge und es wird die Festigkeit des Eisens in der oberen und unteren Armierung gleichmäßiger ausgenutzt.

Für einen anderen Querschnitt dieses Gewölbes wären die einwirkenden Momente $M_1 = 4.32 \text{ tm}$ und $M_2 = -3.5 \text{ tm}$, sonach $m_1 = \frac{4320}{27000} = 0.16$ und $m_2 = \frac{3500}{27000} = 0.13$. Diese beiden Kurven geben im Schnittpunkte $\alpha_u = 0.615$ und $\alpha_o = 0.537\%$. Eine Verminderung dieser Armierungsziffern ist hier nicht möglich, da bereits in beiden Armierungen das Eisen voll mit 900 kg/cm^2 beansprucht wird.

Wählt man für die Armierung 16 mm starke Rundisen, so müßten in dem erst betrachteten Querschnitte auf 1 m Gewölbebreite beiderseits je 18, in dem zweiten Querschnitte unten 9, oben 8 solcher Rundisen angeordnet werden.

§ 22. Störungen der Stützlinie. Rissebildungen. Maßregeln zu deren Verhütung bei der Ausführung der Gewölbe.

Bei der Stärkenbemessung der Gewölbe aus Mauerwerk oder nicht bewehrtem Stampfbeton ist nach dem darüber im § 19 Gesagten die Bedingung einzuhalten, daß unter der Einwirkung der Verkehrslasten Zugspannungen im Gewölbe durchaus vermieden werden.

In statisch unbestimmten, gelenklosen Bogen, welche bei Mauerwerksgewölben die Regel bilden, können aber unter Umständen die berechneten Spannungen durch Zusatzkräfte und störende Einflüsse beträchtliche Änderungen erleiden. Von diesen lassen sich nur die Wirkungen der Temperatur unter Annahme gewisser Wärmeschwankungen (siehe oben) berechnen; sie äußern sich bekanntlich derart, daß bei sinkender Temperatur der Horizontalschub des Gewölbes abnimmt, wodurch in den Kämpfern negative, im Scheitel positive Zusatzmomente hervorgerufen werden, die bei entsprechender Größe an der äußeren Leibung der Kämpfer, eventuell an der inneren Leibung im Scheitel Zugspannungen bewirken können; bei steigender Temperatur tritt das Umgekehrte ein. Man wird aber bei ausgeführten

Mauerwerksgewölben selten die Bedingung erfüllt finden, daß unter Einbeziehung der Temperaturwirkung die Zugspannungen in den Kämpfern gänzlich vermieden sind.

Andere störende Einflüsse, die sich während der Ausführung eines Gewölbes und zum Teil auch nachher geltend machen können, lassen sich rechnermäßig überhaupt nicht berücksichtigen. Sie sind eine Folge von unelastischen, nicht von der Belastung herührenden Formänderungen des Gewölb Bogens und werden hervorgerufen:

1. Durch Senkung und Verdrückungen des Lehrgerüsts. Dieses gewöhnlich aus Holz hergestellte Gerüst hat das ganze Gewicht des Gewölbmauerwerkes zu tragen, bis letzteres zum Schlusse und in Spannung gebracht ist. Es erfährt dadurch Formänderungen, deren Größe wohl von seiner Konstruktionsart abhängt, die aber unter allen Umständen auch bei sicher gestützten Lehrgerüsten infolge der Preßbarkeit des Holzes und der Holzverbindungen auftreten und in dem Maße zunehmen, als die Gewölbmauerung gegen den Scheitel zu fortschreitet. Ist bei Eintritt und der weiteren Zunahme der Lehrgerüstsenkung der Mörtel in den Fugen in der Nähe der Kämpfer bereits erhärtet, so muß sich das noch unvollendete Gewölbe vom Kämpfer losreißen, weil sich der ganze Schenkel um den Kämpfer zu drehen sucht. Es entstehen so an der äußeren Leibung der Kämpfer mehr oder minder deutliche Risse oder zumindest große Zugspannungen. Der dadurch ganz geänderten Spannungsverteilung entspricht dann in dem fertigen ausgeschalteten Gewölbe eine Senkung der Stützlinie an den Kämpfern und eine Hebung derselben im Scheitel. Derartige Verschiebungen der Stützlinie und damit verbundene gefährliche Zugspannungen können bei größeren Gewölben auch an anderen Stellen der Gewölbschenkel durch örtliches Nachgeben des Lehrgerüsts auftreten.

2. Durch zu frühes Ausrüsten des Gewölbes bei noch nicht vollkommen erhärtetem Mörtel können bleibende Verkürzungen der Bogenachse eintreten, welche eine stärkere Scheitelsenkung und sonach ähnliche Spannungsstörungen, wie eine Lehrgerüstsenkung bei der Ausführung oder wie eine Temperaturerniedrigung im fertigen Gewölbe zur Folge haben.

3. In ganz ähnlicher Weise machen sich in Stampfbetongewölben die Schwunderscheinungen geltend, welche eine Verkürzung der Bogenachse bewirken und endlich

4. kann die gleiche Wirkung, nämlich stärkere Scheitelsenkung und infolgedessen Zugspannungen an den Außenseiten der Kämpfer, durch ein Ausweichen der Widerlager herbeigeführt werden.

Man wird selbstverständlich trachten, diese störenden Einflüsse möglichst einzuschränken und insbesondere wird man Senkungen des Lehrgerüsts während der Ausführung des Gewölbes tunlichst hintanzuhalten oder unschädlich zu machen suchen. Dies wird sich durch gewisse Vorsichtsmaßregeln und Anordnungen bei der Ausführung erzielen lassen, zunächst:

1. Durch ein möglichst festes, unnachgiebiges Lehrgerüst.
2. Durch tunlichst gleichmäßige Belastung desselben während der Ausführung der Gewölbmauerung.
3. Durch Aussparen von Lücken und Schließen des Gewölbes an mehreren Stellen.
4. Durch nicht zu frühes Ausrüsten.

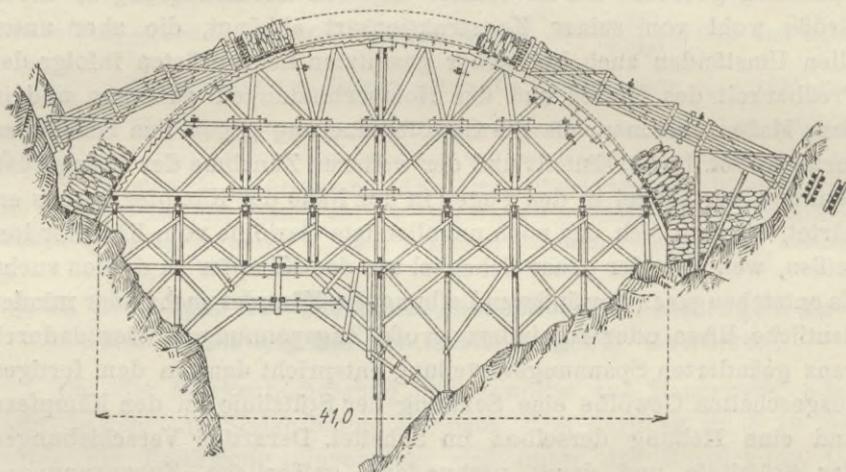


Abb. 97. Wäldlitobelbrücke der Arlbergbahn.

Die gleichmäßige Belastung des Lehrgerüsts von Anfang an ist eine Regel, welche bei Ausführung größerer Gewölbe immer beobachtet werden muß. Durch Aufbringen der Baustoffe auf das Lehrgerüst und Vorbelastung des Bogenscheitels wird man verhindern können, daß stärkere Senkungen erst während der Ausführung der Gewölbmauerung eintreten.

Bei größeren Gewölbebogen wird überdies mit der Mauerung nicht bloß von den Kämpfern aus, sondern auch von zwei oder mehreren Stellen der Gewölbschenkel begonnen. Man hat dann nur darauf zu sehen, daß die Mauerung in dem symmetrisch gelegenen Punkten gleichmäßig fortschreitet, damit die symmetrische Belastung gewahrt bleibt, was insbesondere bei freitragenden, d. i. weit ge-

stützten oder als Sprengwerke ausgeführten Lehrgerüsten von Wichtigkeit ist. Durch diese Ausführungsweise wird das Gewölbe in kürzere Segmente zerlegt, die leichter den allfälligen Formänderungen des Lehrgerüstes folgen können; auch werden dadurch mehr Arbeitsstellen geschaffen, so daß die Mauerung und Vollendung des Gewölbes rascher vonstatten gehen kann. Die in den Gewölbschenkeln beginnende Gewölbmauerung erfordert provisorische Widerlager durch Abpölung gegen festes Terrain (Abb. 97) oder gegen das Lehrgerüst¹⁾ (Abb. 98 u. 105). Der Gewölbeschluß erfolgt gleichzeitig an mehreren



Abb. 98. Mursanger-Viadukt auf der Tauernbahn.

Stellen. Auf diese Art wurde auch der derzeit größte Bruchstein-gewölbbogen, die 1903 bis 1904 erbaute Syratalbrücke in Plauen (siehe auch Bd. I, Abb. 17) ausgeführt. Der Hauptbogen dieser Brücke von 90 m Öffnungsweite wird durch die beiden weit ausladenden Widerlager und durch einen mittleren, als eingespannt wirkenden Gewölbbogen von 65 m Weite und 105 m Scheitelkrümmungsradius

¹⁾ Die Abstrebung gegen das Lehrgerüst wird, wenigstens für die höher gegen den Scheitel zu gelegenen Gewölbstücke, in der Regel ausreichen, so daß derart starke Pöhlungen wie bei der Wäldlitobelbrücke kaum als notwendig zu bezeichnen sind.

gebildet (Abb. 99 und 100). Die Gewölbstärken sind im Scheitel 1,5 m, in den Kämpferfugen 2,0 m. Als Baustein wurde dickplattiger Urgebirgsschiefer verwendet, und zwar wurde das gesamte für den Bogen erforderliche Steinmaterial, zuzüglich eines Zuschlages als Ausgleich für das Mörtelgewicht, vor Beginn des Mauerns lose auf die Schalung aufgebracht, um den Lehrgerüst die Form zu geben, die es unter der Last des fertigen Bogens annehmen muß. Außerdem

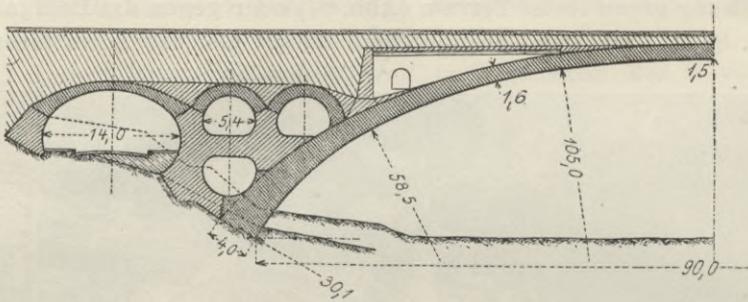


Abb. 99. Syratalbrücke in Plauen.

wurde der Bogen in Abschnitten gemauert, wie Abb. 100 veranschaulicht. Die frei gehaltenen Lücken 1 bis 5, welche in der angegebenen Reihenfolge hintereinander geschlossen wurden, ließen dem Bogen bis zuletzt eine vollkommen genügende Bewegungsfreiheit, so daß dem Auftreten von Rissen durch die unvermeidlichen Formänderungen des Lehrgerüsts dadurch begegnet war. Auf die Spannungsänderungen infolge

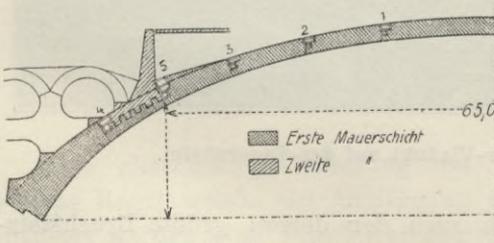


Abb. 100. Syratalbrücke.

Temperaturschwankungen von -20° bis $+30^{\circ}\text{C}$ ist bei der rechnerischen Untersuchung Rücksicht genommen worden und ergaben sich unter ihrer Einbeziehung größte Kantenpressungen in der Scheitelfuge von 69 kg/cm^2 , in der Bruchfuge

von $52,4\text{ kg/cm}^2$, bei Ausschluß von Zugspannungen¹⁾.

¹⁾ Daß aber die Lehrgerüstsenkungen nicht die alleinige Ursache bleibender Formänderungen des Bogens sind, sondern daß dieser infolge der allmählichen Zusammenpressung des Materiales und des Schwindens des Mörtels beim Austrocknen noch lange nach dem Ausrüsten nicht zur Ruhe kommt, zeigt die bei dieser Brücke beobachtete Scheitelsenkung. Sie betrug unmittelbar nach dem Ablassen September 1904 nur 82 mm, steigerte sich bis Juni 1905 auf 140 mm, und betrug im Jänner 1906 210 mm.

Am vollkommensten erreicht man die Unabhängigkeit von den Bewegungen des Lehrgerüsts bei Hausteingewölben durch trockeneres Versetzen der Wölbsteine und nachträgliches sorgfältiges Ausfüllen der Fugen mit Stampfmörtel. Man hat auf diese Art bei großen Hausteingewölben sämtliche, den inneren Leibungsring bildenden Wölbsteine trocken auf dem Lehrgerüste versetzt, wobei auf der Schalung zwischen den Lagerflächen der Steine Holzleisten von der Stärke der Mörtelfugen eingelegt oder in den stärker geneigten Gewölbpartien die Steine durch eiserne Trennungseile in richtigem Abstand gehalten werden. Das satte Ausstampfen der Fugen mit Mörtel, wozu schmale Stampfeisen verwendet werden, erfolgt erst, nachdem sämtliche Steine des Ringes versetzt sind. Es erscheint

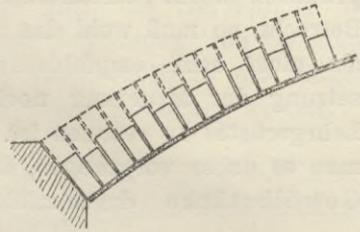


Abb. 101.

geraten, die Fugenweite nicht zu klein zu wählen, je nach der Radialabmessung der Werksteine — die bei großen Gewölben 1 m und darüber beträgt — nicht unter 15 bis 20 mm, da sonst eine gute Fugenausfüllung auch bei sorgfältiger Anarbeitung der Quaderflächen schwer zu erreichen ist¹⁾. Nach Schluß des ersten Ringes werden die weiteren Ringschichten dann in gewöhnlicher Weise in Mörtel gelegt, wobei wieder von möglichst gleichmäßig über den

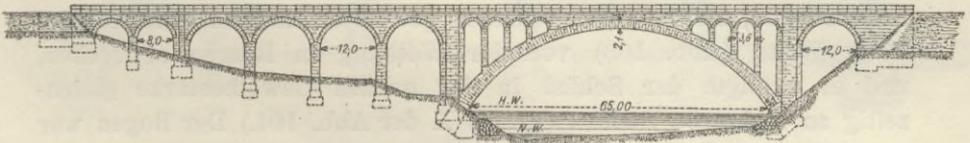


Abb. 102. Brücke über den Pruth bei Jaremeze.

Bogen verteilten Arbeitsstellen vorzugehen ist (Abb. 101). Diese Ausführungsweise wurde u. a. bei den mit mehr als 40 m Öffnungsweite in Haustein gewölbten Brücken der österreichischen Staatsbahnen (Pruthbrücken bei Jaremeze [Abb. 102] und Jamna, Brücken der Pyhrnbahn) zur Anwendung gebracht. Sie bietet als Vorteile: 1. Das trockene Versetzen der Steine kann auch während des Winters erfolgen. 2. Der innere Quaderring wird auf dem Lehrgerüst spannungs-

¹⁾ Bei der Salcanobrücke wurde die projektsgemäß mit 12 mm vorgesehene Fugenweite bei der Ausführung auf 16 mm vergrößert, obwohl dies zur Folge hatte, daß die Quaderschichten der Gewölbschlüsse um 6 bis 8 cm abgemeißelt werden mußten.

los zum Schlusse gebracht. 3. Sobald der Mörtel abgebunden ist, beteiligt sich dieser Ring an dem Tragen der noch darüber aufzubringenden Wölbsteine, so daß das Lehrgerüst nicht für das ganze Gewölbegewicht berechnet zu werden braucht. Allerdings setzt dies voraus, daß dem ersten Ringe hinreichend Zeit zum Erhärten gelassen wird, bevor das weitere Gewölbmauerwerk aufgebracht wird — eine Forderung, die aber wegen der längeren Arbeitsunterbrechung praktisch kaum durchzuführen ist. Zieht man diesen Umstand in Betracht, so muß wohl das selbständige Schließen des ersten Ringes als nicht sehr empfehlenswert bezeichnet werden, da bei Fortsetzung der Mauerung noch immer mit weiteren Senkungen des Lehrgerüstes zu rechnen ist. Bei neueren großen Quaderbrücken hat man es daher vorgezogen, den Schluß des Gewölbes in der ganzen Gewölbstärke durchzuführen. So wurde bei der Addabrücke

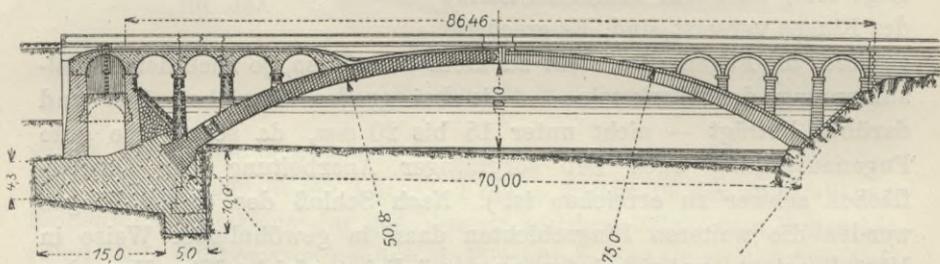


Abb. 103. Addabrücke bei Morbegno.

zu Morbegno, einer in Granitquadern gewölbten Eisenbahnbrücke von 70 m Weite (Abb. 103) von der Wölbung in Ringen abgesehen, und es erfolgte der Schluß in der ganzen Gewölbstärke gleichzeitig an mehreren Stellen. (VI bis X der Abb. 104.) Der Bogen war in 12 Teile zerlegt, an denen gleichzeitig, beziehungsweise in der durch die Bezifferung der Abb. 104 angegebenen Reihenfolge, zum Teil unter Benutzung von Hilfswiderlagern gearbeitet wurde. Die Grenzen zwischen den Arbeitsfeldern, das sind die Schlußstellen, befanden sich genau über den festen Stützen des Lehrgerüstes. In der Mitte eines jeden Arbeitsfeldes wurden in der ersten Quaderlage zunächst drei Scharen trocken versetzt, deren Fugen erst kurz vor dem Aufbringen der zweiten Quaderlage mit Mörtel ausgefüllt wurden. Auf diese Weise bestand das Gewölbe zunächst aus vielen kleinen, zusammenhanglosen Stücken, denen ein Nachgeben des Lehrgerüstes nicht schaden konnte. Dieselben wurden entsprechend dem Fortschreiten der Arbeit auf die ganze Gewölbstärke ergänzt und durch die Schlußschichten vereinigt, bis endlich ein Dreigelenkbogen ent-

stand, der sich auf die später zu besprechenden, in die Lücken im Scheitel und in den Kämpfern eingebauten Stahlgelenke stützte. Nach erfolgtem Ausrüsten des Bogens, nachdem dieser also seine Gleichgewichtsform unter der Eigengewichtslast angenommen hatte, wurden schließlich auch die Gelenke ausgemauert, so daß sich das Gewölbe für die Verkehrslast wie ein eingespannter Bogen verhält und als solcher auch berechnet wurde.

In ganz ähnlicher Weise erfolgte auch die Herstellung der Eisenbahnbrücke bei Lavaur, jedoch mit Weglassung von Gelenken, auf die man hier bei dem günstigen Stichverhältnis des Bogens (27,5 m Pfeilhöhe bei 61,5 m Lichtweite) wohl verzichten konnte.

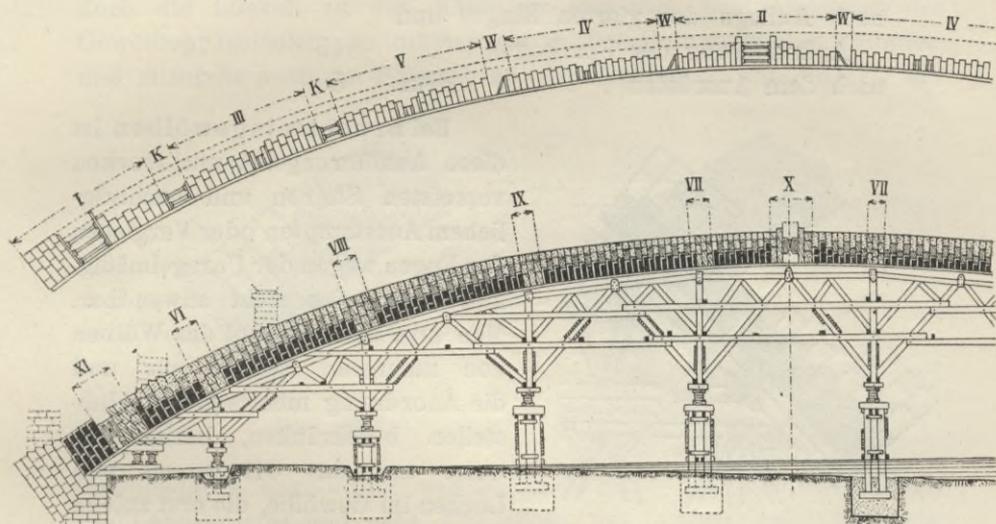


Abb. 104.

Der gleiche Vorgang des Wölbens wurde auch bei neueren großen gewölbten Brücken der österreichischen Staatsbahnen, insbesondere bei der 85 m weiten Isonzobrücke bei Salcano (Abb. 140) eingehalten.¹⁾ Der Bogen dieser Brücke war in acht Wölbungsabschnitte geteilt, zu welchem Zwecke an den Stellen der künftigen Gewölbschlüsse provisorische, mit dem Lehrgerüst fest verbundene hölzerne Widerhalte eingebaut werden mußten. Abb. 105 zeigt den untersten am meisten beanspruchten Widerhalt, dessen Beanspruchung unter Annahme eines Reibungskoeffizienten von 0,7 für das Gleiten der Steine auf der

¹⁾ Dr. Leop. Örley, Erfahrungen und Beobachtungen beim Bau der 85 m weiten Wölbbrücke bei Salcano. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines 1910, Nr. 33.

Schalung bestimmt wurde. Sämtliche Steine des ersten Ringes mit Ausnahme der offen belassenen 7 Gewölblücken wurden trocken versetzt und dann die Fugen mit Stampfmörtel ausgefüllt. Vor dem Aufbringen der Steine des zweiten Ringes wurden in die Gewölblücken des ersten Ringes kurze Stempel eingezogen, um die Widerhalte nicht allzu hoch zu beanspruchen. Der Schluß erfolgte gleichzeitig an 7 Stellen in der ganzen Gewölbstärke. Die Senkungen betragen in Millimetern

	im Scheitel	in zirka $\frac{1}{3}$ der Spannweite
nach Auflage des ersten Ringes . . .	25	33
„ „ „ zweiten und dritten Ringes	40	60
nach Auflage des vierten Ringes und Aufmauerung der Sparbogen . . .	45	70
nach dem Ausrüsten zirka	50	

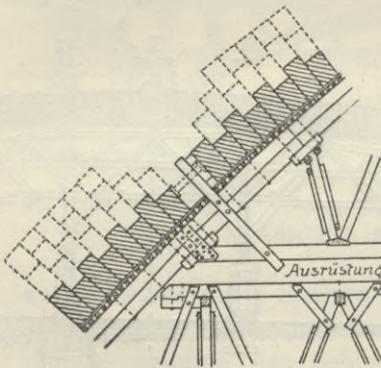


Abb. 105.

Bei Bruchsteingewölben ist diese Ausführungsart mit trocken versetzten Steinen und nachträglichem Ausstampfen oder Vergießen der Fugen wegen der Unregelmäßigkeit der Steine nicht anwendbar. Man muß sich hier auf das Wölben von mehreren Stellen aus und die Anordnung mehrfacher Schlußstellen beschränken, beziehungsweise auf das Offenlassen von Lücken im Gewölbe, die erst zuletzt ausgemauert werden. (Siehe oben Wäldlitobel- und Syratatbrücke.)

Da durch die Senkungen des Lehrgerüsts und die anderen in gleichem Sinne wirkenden Ursachen Zugrisse vor allem an den Außenleibungen der Kämpfer auftreten, so wird es bei kleineren Gewölben, die ohne Hilfswiderlager nur von den Kämpfern aus gemauert werden, auch schon ausreichen, während des Stadiums der Ausführung die Einspannung des Gewölbebogens dadurch zu beschränken, daß an den Kämpfern bloß die unteren Partien in $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ der Gewölbstärke in Mörtel gelegt und nach oben durch trockene Ausschichtung auf die volle Gewölbstärke ergänzt werden (Abb. 106). Die Gewölbschenkel können dann den Bewegungen des Lehrgerüsts folgen, ohne daß in den schmalen Stützflächen an den Kämpfern Risse entstehen. Erst nach erfolgtem Schluß des Gewölbes, aber

vor dem Ausrüsten, wird das Trockenmauerwerk an den Kämpfern durch Mörtelmauerwerk ersetzt. Wollte man sich auch von den beim Ausrüsten entstehenden Senkungen unabhängig machen, so dürfte das Auswechseln des Trockenmauerwerkes erst nach dem Ausrüsten erfolgen. Es ist dies aber nicht ratsam, da in diesem Falle leicht zu große Druckbeanspruchungen in den stark reduzierten Fugenflächen der Kämpfer eintreten könnten und das nachträglich eingefügte Mauerwerk sich nur an der Aufnahme der später hinzutretenden Belastungen beteiligt. Die Stützzlinie würde dadurch gegen die innere Leibung der Kämpfer verschoben und die Möglichkeit des Entstehens von Zugrissen an der Außenleibung erhöht werden. Wollte man aber doch die Lücken an den Kämpfern erst nach dem Ausrüsten des Gewölbes schließen, so müßten sie an der Unterseite der Kämpfer, und allenfalls auch im Scheitel an der Oberseite, auf etwa $\frac{1}{3}$ der

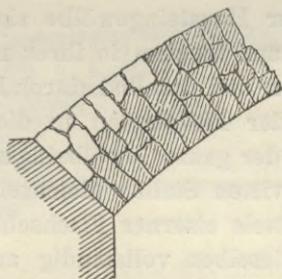


Abb. 106.

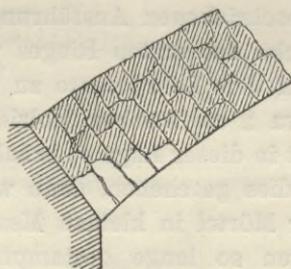


Abb. 107.

Gewölbstärke angeordnet werden (Abb. 107). Nach dem Absenken des Lehrgerüsts und nach Freilegung der unteren Gewölbleibung an den Kämpfern kann dann entweder das trockene Füllmauerwerk durch Mörtelmauerwerk ausgewechselt oder es können die zum Teil offengebliebenen Fugen durch Einspritzen von Mörtel ausgefüllt werden. Bei dieser Ausführungsweise, die früher vereinzelt bei Bruchstein- und Ziegelgewölben Anwendung gefunden hat, wird allerdings eine Ribbildung an der Außenseite der Kämpfer im ausgerüsteten Gewölbe mit ziemlicher Sicherheit vermieden, doch können daselbst hohe Druckbeanspruchungen auftreten, da die erst nach dem Ausrüsten in Mörtel gelegten Partien des Gewölbemauerwerkes für die Eigengewichtsbelastung unwirksam bleiben; überdies ist auch die Arbeit von der Innenleibung des Gewölbes aus mit Schwierigkeit verbunden.

Für die Ausführung größerer Gewölbe aus Bruchstein (etwa über 40 m Spannweite) wird die Verwendung künstlicher, gemauerter Blöcke, die aber mindestens $0.7 m^3$ Inhalt haben sollen, empfohlen,

und zwar hauptsächlich deshalb, weil die über dem Lehrgerüst auszuführenden Arbeiten schwierig, kostspielig und nicht leicht zu überwachen sind, daher es ratsam ist, einen Teil der Arbeiten auf den mit den nötigen Einrichtungen versehenen Werkplatz zu verlegen. Wo Quader in den erforderlichen Größen aus geeignetem Stein leicht zu beschaffen sind, kommen natürlich diese zunächst in Betracht, wobei zu bemerken ist, daß es keinesfalls notwendig und auch nicht wünschenswert ist, deren Lager- und Stoßflächen glatt anzuarbeiten. Fehlen natürliche Quader, so können künstliche Steinblöcke aus mehr oder weniger lagerhaften Bruchsteinen oder aus Stampfbeton angewendet werden. Zur Zeit der Aufbringung auf das Lehrgerüst sollen diese Blöcke eine Druckfestigkeit von mindestens 200 kg/cm^2 nachweisen. (Man vergleiche die Angaben in § 11 und 12.) Es empfiehlt sich bei dieser Ausführung, die Gewölbstirnen mit einer Hausteин- oder einer anderen Verkleidung zu versehen. So wie bei der oben beschriebenen Ausführung großer Hausteingewölbe sind auch die Blöcke des ersten Ringes vorerst nur trocken in ihrer richtigen Lage auf dem Lehrgerüste zu versetzen und daselbst durch Einlegen von etwa 2 cm starken Holzleisten oder Eisenkeilen in die Fugen getrennt in dieser Lage zu erhalten, bis der ganze Gewölbring aufgelegt ist. Ist dies geschehen, dann wird an vielen Stellen gleichzeitig erdfeuchter Mörtel in kleinen Mengen mittels eiserner Flachschieben in die Fugen so lange gestampft, bis dieselben vollständig ausgefüllt sind. Es kann aber auch als ausreichend angesehen werden, wenn bloß an mehreren Stellen des Gewölbringes solche trocken versetzte Partien angeordnet und nach erfolgtem Schlusse mit Stampfmörtel ausgefüllt werden. Das Aufbringen der Blöcke des ersten Ringes soll zwecks möglichst gleichmäßiger Belastung des Lehrgerüsts von mehreren Stellen der Gewölbleibung aus gleichzeitig erfolgen. Dieser Vorgang ist auch für die Blöcke der nächsten, untereinander durch Schmatzen in Verband stehenden Ringe empfehlenswert, jedoch können hier die Fugen sofort mit Mörtel ausgestampft werden.

Bei Ziegelgewölben ist insbesondere in England das Wölben in getrennten, nicht in Verband stehenden Ringen angewendet worden. Man erspart zwar dadurch besondere Formsteine und erzielt den Vorteil verminderter Lehrgerüstbelastung, andererseits ist aber kaum zu erwarten, daß sich die übereinander liegenden, unverzahnten Gewölbringe gleichmäßig an der Lastaufnahme beteiligen. Das Wölben in getrennten Ringen kann demnach vom theoretischen Standpunkte nicht empfohlen werden.

Betongewölbe werden in der Regel auf der Schalung gestampft,

die zu diesem Zwecke genügend fest und unnachgiebig sein muß. Da das durch das Stampfen bewirkte Verdichten der Betonmasse, namentlich bei erdfechter Verarbeitung, einen großen Einfluß auf die Festigkeit des erhärteten Betons nimmt, so ist darauf entsprechende Sorgfalt zu verwenden. Die Stampfung der Betonschichten, die nicht viel über 15 bis 20 cm Höhe erhalten sollen, erfolgt gewöhnlich immer senkrecht zur Bogenleibung, nur wo die Leibung gegen die Kämpfer zu steiler als 35 bis 40° wird, wird man genötigt sein, eine pfostenweise zu verlängernde äußere Schalung anzubringen und nach Richtung der Leibung zu stampfen. Kleine Gewölbe lassen sich von den Kämpfern aus in einem Zuge betonieren, doch wird man ununterbrochene Tag- und Nachtarbeit in der Regel vermeiden, da letztere kostspielig ist und infolge erschwerter Überwachung keine tadellose Arbeitsausführung gewährleistet. Man wird daher das Gewölbe

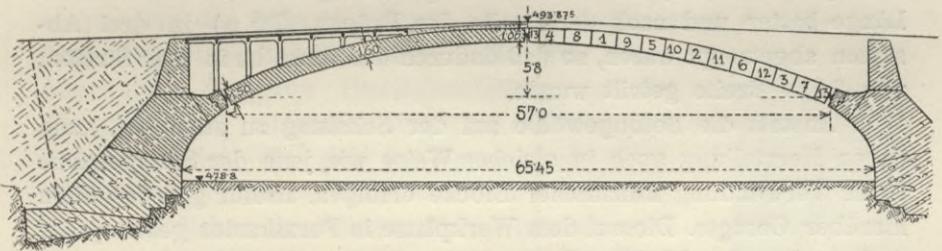


Abb. 108. Wallstraßenbrücke in Ulm.

in Stücken, die einer Tagesleistung entsprechen, herstellen und diese durch radiale, gegen das Lehrgerüst abgestrebte Schalung begrenzen. Dabei ist die Vorsicht zu beobachten, das Lehrgerüst möglichst symmetrisch zu belasten und bei größeren Gewölben nicht bloß von den Kämpfern aus mit der Betonierung vorzugehen, sondern so wie bei Mauerwerksgewölben die Arbeitsstellen in ihrer Reihenfolge über den Bogen zu verteilen. Beim Anschlusse an frisch erhärtete Betonflächen sind diese zwecks besserer Bindung aufzurauchen (mittels Pickel oder durch Abkehren mit Stahlbesen) und mit einer Schicht dünnflüssigen Zementmörtels zu bewerfen.

Als Beispiel einer derartigen Ausführung mag die Wallstraßenbrücke in Ulm (Abb. 108) angeführt werden. Der in Stampfbeton (Mischungsverhältnis 1 Teil Portlandzement, 3 Teile Donausand, 5 Teile Kalksteinschotter) hergestellte Bogen hat zwischen den Kämpfergelenken eine Stützweite von 57 m bei einer Pfeilhöhe von 5.8 m. Die Gewölbstärke beträgt im Scheitel 1.06 m, an den Kämpfern 1.50 m, in der Mitte der Bogenschenkel 1.60 m. Die Breite des Ge-

wölbes ist im Scheitel 8.80 m und vergrößert sich an den Kämpfern auf 10 m . Für die Betonierung wurde jede Bogenhälfte in 13 Lamellen geteilt, wie dies aus Abb. 108 ersichtlich ist. Diese Lamellen gehen über die ganze Gewölbbreite durch und es wurden immer je zwei zum Scheitel symmetrisch gelegene Lamellen an einem Tage betoniert.

Bei schiefen Stampfbetongewölben sind die Lamellen durch radial gestellte Dielenwände zu begrenzen, die entsprechend dem englischen Fugenschnitte schiefer Gewölbe nach Schraubenlinien zu führen sind. Ein Beispiel hierfür gibt die Donaubrücke bei Munderkingen (Abb. 122). Diese erhielt bei einem Schrägungswinkel von 15° einen Bogen von 50 m schiefer Weite und 5 m Pfeilhöhe; die Gewölbstärke beträgt im Scheitel 1.0 m , an den Kämpfern 1.10 m , im Gewölbschenkel 1.40 m . Das Stampfen erfolgte in schraubenförmigen Lamellen, die nach der Bogenlinie gemessen 1.0 bis 1.5 m Länge hatten und nach der Breite der Brücke (7.5 m) in drei Absätzen abgetrepppt waren, so daß dadurch das Gewölbe in drei Streifen von 2.5 m Breite geteilt wurde.

Anstatt die Betongewölbe auf der Schalung zu stampfen, kann deren Herstellung auch in gleicher Weise wie jene der Steingewölbe unter Verwendung künstlicher Blöcke erfolgen. Hiefür gilt das oben hierüber Gesagte. Die auf dem Werkplatze in Formkasten gestampften und genügend erhärteten Betonquader werden trocken mit ziemlich weiten Fugen auf dem Lehrgerüste versetzt und letztere sodann mit Stampfmörtel ausgefüllt. Für die Güte der Betonarbeit ist diese Ausführungsweise zwar von Vorteil; sie erfordert aber einen größeren Bauapparat an Hebezeugen und Versetzgerüsten und längere Bauzeit als das Stampfen auf der Schalung, weswegen sie nur ausnahmsweise, etwa bei sehr großen Gewölben, zur Anwendung kommen wird.

Das durchschnittliche Beton-Mischungsverhältnis für Stampfbetonbogenbrücken ist $1:6$; häufig wird an jenen Stellen, wo stärkere Druckbeanspruchungen auftreten, d. i. bei Dreigelenkbogen in der Nähe der Gelenke, eine bessere Mischung gegeben.

Bei Betongewölben, welche auf der Schalung gestampft als eingespannte Bogen ausgeführt werden, sind Risse an den Kämpfern mit erhöhter Wahrscheinlichkeit zu gewärtigen. Sie werden durch die unvermeidlichen Senkungen des Lehrgerüsts während der Ausführung, dann aber auch durch das Schwinden des Betons hervorgerufen, wozu noch Temperaturwirkungen, kleine Widerlagerverschiebungen hinzutreten können. Diese Risse treten in einem monolithischen Betonkörper noch viel schärfer auf als in gefugtem Mauer-

werk, wo sich die Dehnungen meist über eine Anzahl Fugen verteilen und nur schwache Risse bewirken. Dadurch, daß man das Gewölbe in über das Lehrgerüst verteilten Lamellen stampft und die Partie an den Kämpfern erst zum Schlusse einstampft, werden wohl die Formänderungen des Lehrgerüsts einigermaßen unschädlich gemacht, die übrigen Ursachen der Rissebildungen aber nicht behoben. Man hat deshalb schon frühzeitig bei Ausführung von Stampfbetongewölben daran gedacht, an den Kämpfern durch Einlegung einer Isolierschichte aus Asphaltpappe eine künstliche Trennungsfuge herzustellen, um so kleine Drehungen des Gewölbschenkels ohne Rißbildung zu ermöglichen¹⁾. Der angestrebte Zweck läßt sich dadurch aber nur teilweise und nur bei ganz kleinen Gewölben erreichen, auch wird der Zustand des Gewölbes in statischer Hinsicht ein ganz unbestimmter, da es weder eingespannt noch in einem bestimmten Punkte gelenkig gelagert ist. Später versuchte man der Stützlinie durch schmale Auflagerung des Gewölbes ihren Weg vorzuschreiben. Dies ließe sich durch Anordnung doppelter Hausteinschichten in den Kämpfern und allenfalls auch im Scheitel der Bögen erzielen, die sich in einer durch Randschläge verschmälerten Fuge berühren (Abb. 109). Statt natürlicher druckfester Steine können auch Betonquader dazu verwendet werden. Durch diese Anordnung, welche besser unter Verwendung von Bleizwischenlagen, in der Art der nachstehend besprochenen Bleigelenke ausgeführt wird, werden zwar zu hohe Kantenpressungen vermieden, auf eine eigentliche Gelenkwirkung ist aber dabei nicht zu rechnen und es sind Fugenöffnungen nicht ausgeschlossen.

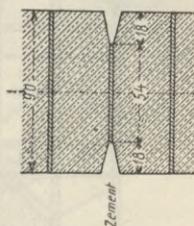


Abb. 109.

§ 23. Gelenke in Steinbrücken.

Die zuletzt erwähnten Maßnahmen bezwecken bereits eine gewisse Festlegung der Stützlinie oder wenigstens eine vorübergehende Einschränkung ihrer Durchgangspunkte in den Kämpferfugen zur Vermeidung von Zugspannungen, die sich daselbst durch Scheitelsenkungen während der Ausführung oder beim Ausrüsten herausstellen könnten. In vollkommenem Maße ist aber eine Fixierung der Stützpunkte nur durch wirkliche Gelenke zu erreichen, die entweder

¹⁾ Beispiel: Betonbrücke bei Erbach in Württemberg, 29 m Lichtweite, 4 m Pfeilhöhe, Asphaltfilzplatten-Einlagen in den Kämpfern und im Scheitel.

nur provisorisch, d. i. über die Zeit des Ausrüstens des Gewölbes in Funktion bleiben oder als definitive Gelenke angeordnet werden. In ersterem Falle wird die Unbestimmtheit des eingespannten Bogens natürlich nur für die Eigengewichtslast behoben, wogegen für die hinzutretende Verkehrslast sowie für Temperaturwirkung das Gewölbe wieder als eingespannt zu betrachten ist. Die Anordnung bleibend offener Kämpfer- und Scheitelgelenke ist aber vorzuziehen, wenn es sich um tunlichste Ausschaltung aller Zusatzspannungen handelt, denen ein eingespannter Bogen unterworfen ist. Dies wird

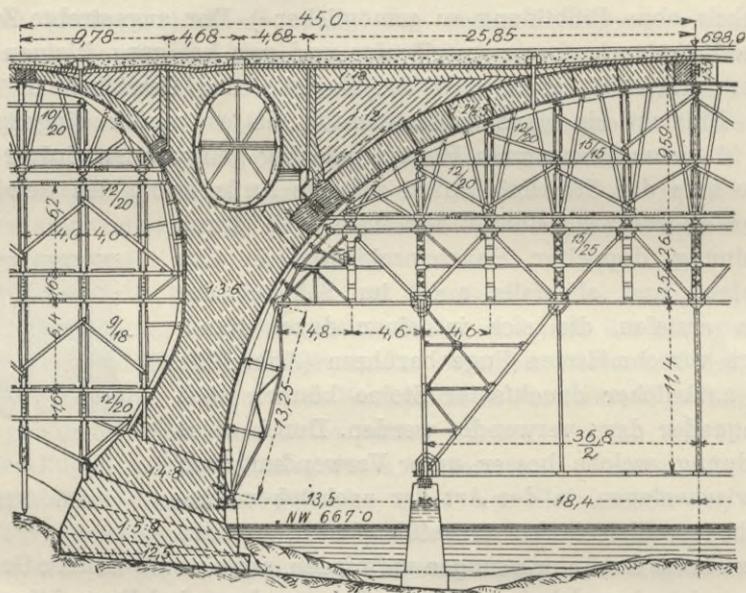


Abb. 110. Eisenbahnbrücke über die Iller bei Kempten.

besonders bei Gewölben von großer Stützweite und geringer Pfeilhöhe, bei denen die Temperaturspannungen hohe Werte annehmen können, in Betracht kommen.

Die Anwendung von Gelenken im Steinbrückenbau wurde bereits vor etwa 40 Jahren von E. Winkler in Vorschlag gebracht, doch fand dieser Vorschlag damals wenig Beachtung und Zustimmung. Heute haben sich die Anschauungen gründlich geändert, wenn auch noch hie und da die Ansicht vertreten wird, daß Gelenke dem Charakter des Steinbaues überhaupt widersprechen und besser weggelassen oder im Gewölbe wenigstens nicht dauernd in Funktion belassen werden sollen. Es lassen sich aber hiefür keine stichhältigen

Gründe vorbringen, höchstens daß man als geringwertige Nachteile des Dreigelenkbogens geltend machen kann: 1. Die Mehrkosten der Gelenkkonstruktion, die aber nur bei kleinen Spannweiten ins Gewicht fallen können, 2. die größeren Scheitelbewegungen beim Ausrüsten und infolge Temperaturwirkung und 3. allenfalls die unschöne Formgebung des Dreigelenkbogens, der nach statischen Anforderungen seine größte Stärke nicht an den Kämpfern, sondern in der Mitte der Gewölbschenkel erhält. Demgegenüber sind aber die Vorteile der statischen Bestimmtheit des Dreigelenkbogens, seine Unabhängigkeit von Temperatureinflüssen, von der Nachgiebigkeit der Widerlager und Pfeiler, von der Zusammendrückung oder dem Schwinden des Wölbmaterials und von der Senkung der Rüstung während der

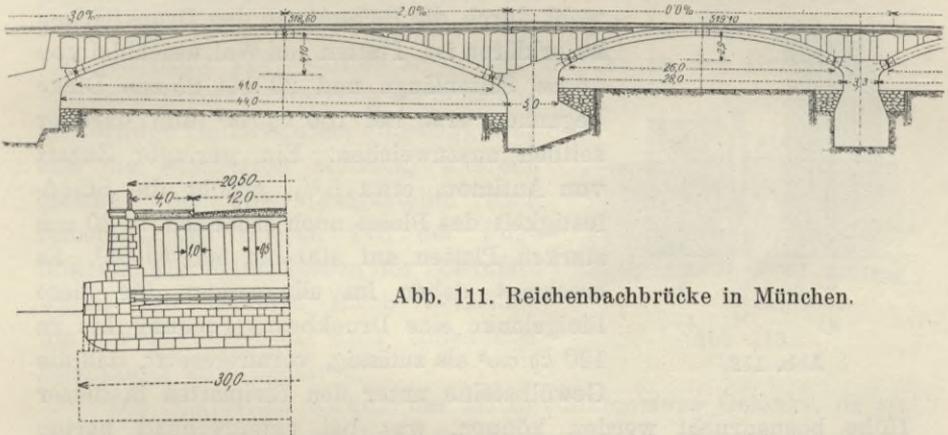


Abb. 111. Reichenbachbrücke in München.

Ausführung von so schwerwiegender Art, daß insbesondere für weitgespannte Flachbogen heutzutage Gelenke im Interesse einer tadellosen Ausführung für unentbehrlich gehalten werden. Bei großem Pfeilverhältnis sind die erwähnten Einflüsse viel weniger schädlich, so daß bei hohen Bogen von der Anordnung von Gelenken gewöhnlich abgesehen wird. Da überdies der weitgespannte Dreigelenkbogen mit hohem Pfeil eine starke Gewölbverdickung im Bogenschenkel verlangen würde, so empfiehlt es sich, für solche Bogen die Kämpfergelenke gegen den Scheitel vorzusetzen und dadurch die Stützweite und damit die Gewölbstärke zu vermindern. (Siehe S. 24, Abb. 9.) Beispiele hiefür: Wallstraßenbrücke in Ulm (Abb. 108), Illerbrücken bei Kempten (Abb. 110), Reichenbachbrücke in München (Abb. 111) u. a.

Nach der Art der Ausführung, die eine mehr oder minder vollkommene Gelenkwirkung zur Folge hat, unterscheiden wir:

a) Bleigelenke, das sind Einlagen von 15 bis 20 mm dicken Bleiplatten in den Kämpfer- und Scheitelfugen, die bei den ersten Ausführungen dieser Art das mittlere Drittel der Fugenbreite einnahmen (Abb. 112 a), später zur Erzielung besserer Gelenkwirkung, soweit es die zulässige Druckbeanspruchung des Bleies zuließ, schmaler gemacht wurden (Abb. 112 b). Solche Bleigelenke wurden zuerst von Präsident v. Leibbrand bei den von der württembergischen Straßenbauverwaltung seit 1885 erbauten Beton- und auch bei Steinbrücken angewendet.

Die Belastung des Bleies darf die sogenannte Quetschgrenze nicht übersteigen, bei der ein Fließen und seitliches Ausweichen eintritt. Die angestellten Versuche ergaben, daß die Fließgrenze sich mit abnehmender Dicke des Bleikörpers beträchtlich steigert, was wohl durch die Reibung an den Druckflächen zu erklären ist. Platten aus Walzweichblei von 16 cm Seitenlänge und 20 bis 25 mm Dicke begannen erst bei 150 kg/cm^2 und darüber seitlich auszuweichen. Ein geringer Zusatz von Antimon, etwa 5%, erhöht die Standfestigkeit des Bleies noch erheblich, in 20 mm starken Platten auf 400 bis 500 kg/cm^2 . Es erscheint daher im allgemeinen für diese Bleigelenke eine Druckbeanspruchung bis zu 120 kg/cm^2 als zulässig, vorausgesetzt, daß die Gewölbsteine unter den Bleiplatten in dieser

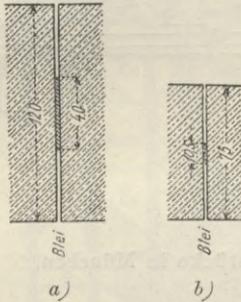


Abb. 112.

Höhe beansprucht werden können, was bei entsprechend harten Steinen und wenn die Druckfläche nur einen geringen Teil der Fugenbreite einnimmt, mit Rücksicht auf das auf S. 68 Bemerkte der Fall ist.

Man verwendet Walzbleistreifen von 15 bis 25 mm Dicke und zirka 1 m Länge. Bei ihrem Einlegen in die Fugen beim Versetzen der Gelenkquader ist darauf zu achten, daß die Streifen auch genau in die Fugenmitte kommen und daß sie in ihrer ganzen Fläche gleichmäßig an den Quadern anliegen. Man hat auch bloß 10 mm dicke, bei den Münchener Brücken (25 m weite Seitenöffnungen der Reichenbachbrücke) bloß 5 mm dicke Bleiplatten verwendet; es ist jedoch zu bemerken, daß die Fugen zwischen den Gelenksteinen genügend weit gehalten werden müssen, um bei den, beim Ausrüsten entstehenden Verdrehungen keine Kantenberührungen eintreten zu lassen. Bei der Murbrücke zu Marbach hat sich beispielsweise die ursprünglich 20 mm weite Kämpfergelenkfuge, die bei 1.50 m Stärke eine

50 cm breite Bleieinlage erhielt, nach dem Ausrüsten an der Unterseite bis auf 3 mm geschlossen, an der Oberseite auf 45 mm erweitert.

Bei Betongewölben werden die Gelenkfugen durch Stein- oder Betonquader gebildet. So wurden bei der Neckarbrücke zwischen Gemrigheim und Kirchheim, welche drei Betonbogen von je 38 m Weite, 80 cm Scheitel- und 90 cm Kämpferstärke besitzt, in den Kämpfern und im Scheitel Sandsteinquader angeordnet, zwischen welchen Bleiplatten von 20 mm Dicke und 15 cm Breite liegen, die mit zirka 120 kg/cm² beansprucht werden. Gelenksteine aus Beton sind in guter Mischung (1:3 bis 1:4) herzustellen und nach entsprechender Erhärtung mit den Bleiplatteneinlagen zu versetzen. Man hat sie aber auch unmittelbar auf der Schalung gestampft, was jedenfalls mehr Sicherheit bezüglich der richtigen Lagerung und des satten Anliegens der Bleiplatten bietet. Bei der Donaubrücke zu Ehingen (Abb. 113) wurden zu diesem Zwecke an den Gelenkstellen von unten in eine Aussparung der Schalung keilförmige Holzschaukeln eingelegt, welche die Bleiplatten stützten, während gleiche von oben aufgestellte Keilschaukeln den oberen Teil der Fuge bildeten. Die Seitenflächen der Schaukeln waren mit dünnem Blech bekleidet, um ihr Herausziehen nach vollendeter Stämpfung zu erleichtern.

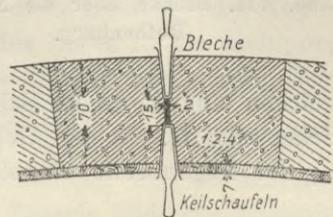


Abb. 113.

Die Bleiplatten wirken nur als unvollkommene Gelenke, da sie die Unsicherheit in der Lage des Fugendruckes nur auf die Breite der Platte einschränken. Ihre Wirksamkeit ist so lange vorhanden, als die Fugen, in denen sie eingelegt sind, offen bleiben, was gewöhnlich nur über die Periode des Ausrüstens, also für die Eigengewichtswirkung der Fall ist. In dem ausgerüsteten Gewölbe vergießt man in der Regel die offenen Gelenkfugen mit Zementmörtel, hauptsächlich um das Blei vor langsamer Zerstörung zu sichern¹⁾. Es kommt

¹⁾ Bezüglich der Dauerhaftigkeit des Bleies in Steinbauten können übrigens bei Verwendung ätzkalkfreien Mörtels keine Bedenken erhoben werden, denn die Verwendung des Bleies im Quaderbau beim Versetzen besonders schwerer Steine ist schon von altersher in Übung. Auch bei großen Quaderbrücken hat man in die in der Nähe der Kämpfer gelegenen Fugen dünne Bleiplatten eingelegt, entweder nur an der inneren Leibung (Brücke über den Dee bei Chester 60 m Weite, Dorebrücke bei Turin 45 m Weite) oder über die ganze Fugenbreite reichend (Nydeckbrücke in Bern) und damit allerdings keine Gelenkwirkung, sondern nur die Vermeidung zu hoher Kantenpressungen bezweckt.

sonach für die hinzutretende Belastung dann wieder der Zustand der Einspannung zur Geltung.

Man wird solche Bleigelenke nur für kleinere Spannweiten (wenig über 20 m) als ausreichend ansehen können, für diese aber sie wegen ihrer Einfachheit gerne anderen Gelenkkonstruktionen vorziehen.

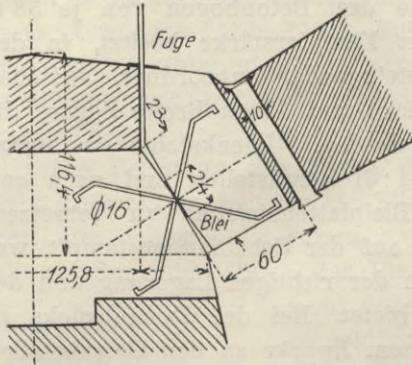


Abb. 114. Brücke über die Neiße bei Rothenburg.

Werden die Gelenkfugen dauernd offen gehalten, so kann es notwendig oder wenigstens ratsam werden, eine Sicherung gegen Abgleiten anzubringen. Abb. 114 zeigt nach dem ursprünglichen Entwürfe die Anordnung der Gelenke bei der Neißebücke bei Rothenburg. Diese Brücke hat Stampfbetonbögen von 30.5 m Spannweite und 4.2 m Pfeilhöhe. Die Bogenstärken sind 55 cm im Scheitel, 70 cm im Kämpfer und 1 m in der Schenkelmitte. In den Gelenken sind 10 mm starke Bleiplatten von $\frac{1}{3}$ der Fugenbreite eingelegt und in Abständen von 20 cm Rundstäbe von 16 mm Durchmesser kreuzweise einbetoniert, um ein Gleiten zu verhindern. Die Offenhaltung der Fugen erfolgte durch eingelegte Blechstreifen. Die erwähnte Sicherung kann aber auch ausreichend durch Dollen oder normal zur Berührungsfläche einbetonierte kurze Flacheisen (Königsbrücke in Düsseldorf von Möller) erzielt werden.

Die erwähnte Sicherung kann aber auch ausreichend durch Dollen oder normal zur Berührungsfläche einbetonierte kurze Flacheisen (Königsbrücke in Düsseldorf von Möller) erzielt werden.

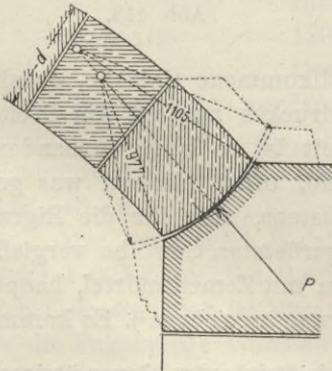


Abb. 115.

b) Steingelenke. Bei diesen von Köpcke in den Steinbrückenbau eingeführten und von ihm 1880 zum ersten Male bei einer 13 m

weiten Brücke der Berggießhüblerbahn in Sachsen angewendeten Wälzgelten berühren sich zwei Quader in zylindrischen Flächen von konkaver und konvexer Krümmung (Abb. 115), und zwar besitzt die konkave Fläche einen etwas größeren Krümmungshalbmesser als die konvexe, so daß eine ziemlich widerstandslose Verdrehung durch

Abwälzen stattfinden kann. Die dabei eintretende Verschiebung der Berührungsstelle der Gelenksteine ist so geringfügig, daß sie außer Betracht bleiben und ein fixer Gelenkpunkt angenommen werden kann. Ist nämlich s die Scheitelsenkung und $\varphi = \frac{s}{l} \frac{l^2}{l^2 + f^2}$ annähernd der Verdrehungswinkel des Gewölbschenkels, so beträgt bei den Krümmungshalbmessern r_1 und r_2 der Gelenksteine ihre Abwälzung oder die Verschiebung des Stützpunktes im Kämpfer $w = \frac{r_1 r_2}{r_2 - r_1} \varphi$, im Scheitelgelenk $2w$, sohin nur einen kleinen Bruchteil von s .

Die Gelenksteine sind mit entsprechender Sorgfalt zu versetzen, so daß sie aneinander satt anliegen und daß die Berührung in der Bogenachse stattfindet. Bei genauer Form der Krümmungsflächen läßt sich dies aus der Weite der Randfugen beurteilen. Glatt bearbeitete Quader können sich in den Gelenkflächen unmittelbar berühren; sonst empfiehlt es sich, zum Ausgleich kleiner Unebenheiten dünne, etwa 2 mm dicke Weichbleistreifen einzulegen, die man in einigen Fällen auch noch zwischen 0.1 mm dicke Messing- oder Kupferbleche gepackt hat, um das Einpressen des Bleies in die Steinporen zu verhüten. Andere Zwischenlagen, wie Asbestplatten, sind wegen ihrer Zusammendrückbarkeit nicht zu empfehlen.

Der spezifische Druck zwischen den Gelenksteinen wird um so geringer, je größer und je weniger verschieden ihre Krümmungsradien sind. Auf Grund der Hertz'schen Theorie über die Elastizität sphärischer Körper berechnet sich der größte Druck zwischen zwei Zylinderflächen, deren Achsen parallel und deren Krümmungshalbmesser an der Berührungsstelle r_1 und r_2 sind, mit

$$\sigma = \frac{3}{4\sqrt{\pi}} \sqrt{PE \left(\frac{1}{r_1} \pm \frac{1}{r_2} \right)}$$

Darin bezeichnet P die Kraft, mit der die Zylinder in der Länge 1 aufeinandergedrückt werden, und es gilt das obere oder untere Vorzeichen, je nachdem die Krümmungsmittelpunkte zu verschiedenen Seiten oder auf derselben Seite der Berührungsfläche liegen. Für Wälzelenke mit dem Drucke P pro Längeneinheit ist sonach zu setzen

$$\sigma = 0.423 \sqrt{PE \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)} \quad \dots \dots \dots (32)$$

Die Breite der Abflachung wird $\lambda = \frac{4P}{\pi\sigma}$.

Die Inanspruchnahme σ kann erfahrungsgemäß und in Übereinstimmung mit dem auf S. 68 Gesagten ziemlich hoch gewählt werden, für Granit bis 200 kg/cm^2 , für Betonquader aus guter Mischung bis 90 kg/cm^2 . Es wird sich aber bei Wahl einer hohen Inanspruchnahme wohl immer die Vornahme von Druckproben mit den in Aussicht genommenen Gelenksteinen empfehlen.

Den Halbmesser des konvexen Gelenksteinen macht man, wenn d die Gewölbstärke, $r_1 = 1.5 d$ bis $3 d$, jenen des konkaven Steines $r_2 = 2 d$ bis $4 d$. Die Höhe der Gelenkquader soll etwa $= d$ sein.

Die Gelenkquader aus natürlichem harten Stein, am besten Granit, sind nach der Schablone in den Gelenkflächen rein zu bearbeiten. Bei der von M. Leibbrand erbauten Eyachbrücke (Sigmaringen), einem Stampfbetonbogen von 30 m Stützweite und 3 m

Pfeilhöhe, wurden die Gelenkflächen der aus hartem feinkörnigen Granit hergestellten Gelenkquader abweichend von der gewöhnlichen Ausführung mit kleinen Krümmungshalbmessern (100 und 104 mm) ausgebildet und glatt poliert (Abb. 116). Außerdem wurde ein 3 mm dicker Weichbleistreifen von 10 cm Breite zwischen dünnen Kupferblechen eingelegt. Infolge dieser Ausfütterung tritt bei der geringen Verschiedenheit in den Krümmungen der Stützflächen mehr die Wirksamkeit

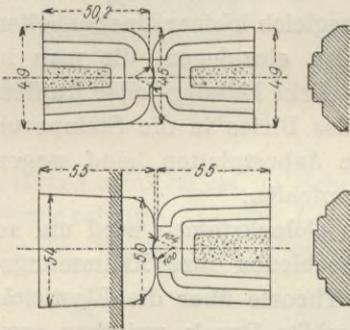


Abb. 116. Eyachbrücke.

eines Zapfengelenkes ein, bei dem die Bleieinlage gewissermaßen als Schmierung dient. Rechnet man auf ein sattes Anliegen des Bleies in der Breite von 10 cm , so tritt bei der vorkommenden Höchstbelastung der Brücke in den Gelenkflächen ein Druck von 140 kg/cm^2 auf. Aus den Druckversuchen, die mit diesen Gelenkquadern an der technischen Hochschule in München durchgeführt wurden, ergab sich aber, daß bei diesem Drucke noch kein vollkommen sattes Anliegen des Bleies stattfindet, so daß der spezifische Druck im Gelenk tatsächlich größer ist. Es wurde aber die Belastung der Quader bis auf das 2.7fache gesteigert, ohne daß eine Veränderung oder Beschädigung an denselben konstatiert werden konnte.

Gelenkquader aus Beton müssen entsprechend große Krümmungshalbmesser erhalten (Abb. 117). Sie werden in der Regel in starkwandigen, mit Eisenblech ausgeschlagenen Holzkästen gestampft.

Eine genaue und glatte Form der Gelenkflächen läßt sich am besten durch eine gehobelte gußeiserne Formplatte, allenfalls auch durch eine sauber gearbeitete Betonform oder durch Hartgipsformen (Lennebrücke in Halden) erzielen. Zum Handhaben und Versetzen der Quader werden sie mit einbetonierten eisernen Bügeln versehen. Als Mischungsverhältnis empfiehlt sich im allgemeinen 1:2:2 bis 1:2 $\frac{1}{2}$:2 $\frac{1}{2}$; an den Wälzflächen wird auch noch bessere Mischung und zur Herstellung einer glatten Fläche eine 3 bis 4 cm starke, in 1:1 gemischte Zementmörtelschichte gegeben. Jedenfalls ist es angezeigt, eine Reihe von Probekörpern, und zwar mit verschiedener Zusammensetzung und verschiedenen Zuschlagstoffen anzufertigen, um für die Herstellung die richtige Wahl treffen zu können.

Betongelenkquader wurden von Köpcke bei den Inundationsöffnungen der viergleisigen Eisenbahnbrücke über die Elbe in Dresden verwendet. Die Betongewölbe dieser Brücke haben Korb-bogenform und eine Lichtweite von 31 m; die Kämpfergelenke liegen

dort, wo die Fugenneigung gegen die Horizontale ungefähr 30° beträgt. Die Gewölbstärke ist im Scheitel 1.1 m, im Kämpfer 1.3 m, in den Gewölbschenkeln 1.50 m. Mit den Gelenkquadern, deren Berührungsflächen 2.50 m und 3.20 m Krümmungshalbmesser erhielten, wurden von der

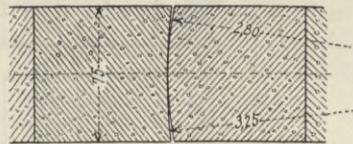


Abb. 117. Teltow-Kanal.

ausführenden Firma Dyckerhoff & Widmann eingehende Versuche vorgenommen, die durchwegs befriedigende Resultate ergeben haben. Seither wurde eine Reihe anderer Betonbrücken mit Betongelenken ausgeführt, so die Moselbrücke in Sauvage bei Metz (34 m), die Ludwigsbrücke über die Schwabach in Erlangen (23.3 m), die Seitenöffnungen der Illerbrücken bei Kempten (21.6 m)¹⁾, die Brücke über den Teltowkanal bei Britz (36 m), die Brücke über die Lenne bei Halden (25 m) u. a. Bei einigen neueren Ausführungen hat man diese Betongelenkquader auch mit Eisen armiert, um ihre Druckfestigkeit zu erhöhen. Vorteilhaft erscheint vor allem eine Armierung mit ringförmigen Bügeln oder Spiralumschnürung oder auch

¹⁾ Bemerkenswert sind die von Krüger durchgeführten Versuche mit den Gelenksteinen dieser Brücke, bei welchen die Verkürzungen der Betonsteine in der Richtung des Druckes und die Streckungen in der dazu senkrechten Richtung mittels Martensscher Spiegelapparate gemessen wurden. Krüger leitet daraus für die Größe der Zugspannung senkrecht zur Richtung des Druckes D die Beziehung ab $Z = 0.28 D$. Deutsche Bauzeitung, 1906.

nur die Einlage von Eisenstäben quer zur Druckrichtung. Abb. 118 zeigt die Gelenksteine der neuen Elbebrücke (Augustusbrücke) in Dresden. Diese Brücke¹⁾ hat Korbbogengewölbe in Stampfbeton, von denen die kleineren, von 17,6 bis 25 m Weite, im Scheitel und an den Kämpfern Bewegungsfugen mit Bleiplatteneinlagen auf dem mittleren Viertel der Fugenbreite erhielten, die größeren bis zu 39,3 m Weite dagegen vollkommen ausgebildete Wälzgelenke. Die dazu verwendeten Betonquader sind durch reihenförmig quer zur Druckrichtung eingelegte, 8 mm starke Rundeisen armiert, welche dem bei Zerdrückungsversuchen beobachteten seitlichen Auseinanderpressen der Steine entgegenwirken sollen. Der rechnermäßige Druck in den Gelenken beträgt bei Vollbelastung der Brücke (mit 650 kg/m^2)

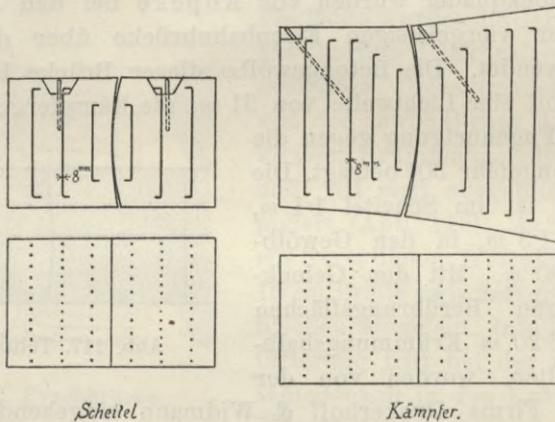


Abb. 118. Gelenkquader der Augustusbrücke in Dresden.

90 kg/cm^2 . Die Stirnflächen der Bogen werden mit Sandsteinquader verkleidet und erhalten Gelenksteine aus dem gleichen Materiale. Die Gelenkfugen setzen sich in dem über dem Bogen liegenden Füllbeton senkrecht bis zur Abdeckungsschicht fort und sind mit Bleckappen überdeckt.

Die steinernen Wälzgelenke bieten den Vorteil der Einfachheit, geringer Kosten und guter Erhaltung, doch ist ihre Gelenkwirkung keine ganz vollkommene, da eine genaue und unveränderliche Festlegung des Stützpunktes bei den großen Krümmungshalbmessern, die den Wälzflächen mit Rücksicht auf die Materialfestigkeit zu geben sind, nicht zu erzielen ist.

c) Gelenke aus Eisen oder Stahl kommen bei breiten Gewölben zwar ziemlich teuer, sie sind aber in ihrer Wirkungsweise

¹⁾ Deutsche Bauzeitung 1910, Nr. 47.

den Steingelenken überlegen, da sie entweder als Wälzgelenke mit viel kleineren Krümmungshalbmessern oder als Zapfgelenke ausgeführt werden können und sonach den Stützpunkt schärfer und unveränderlicher festlegen. Die Wälzgelenke bestehen aus zwei stählernen Gelenkstücken mit konvexer und konkaver Krümmung, die den Gelenkdruck aufnehmen und durch entsprechend kräftige Lagerkörper auf den Stein übertragen. Die Lagerkörper können die Gelenkflächen auch unmittelbar angegossen haben, wie Abb. 119 zeigt, welche die Gelenklager der Isarbrücke bei Grünwald (München) darstellt. Diese Brücke (Abb. 168) hat zwei armierte Betonbogen von 70 m Spannweite, die Gewölbstärke beträgt im Scheitel 75 cm, im Kämpfer 90 cm. Die aus Stahlguß hergestellten Lagerkörper überdecken nur das

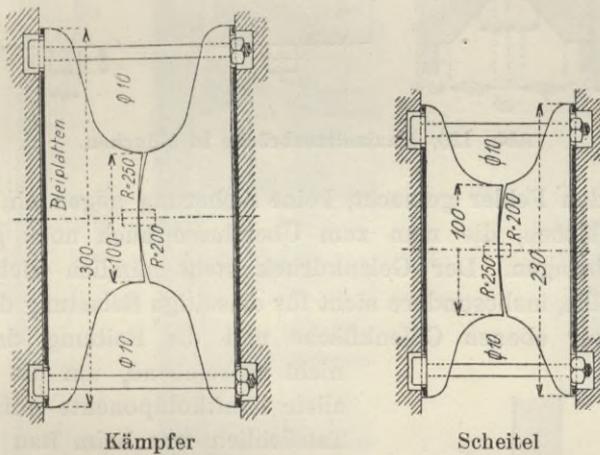


Abb. 119. Gelenke der Isarbrücke bei Grünwald.

mittlere Drittel der Fugenbreite und liegen unter Zwischenlage einer 4 mm starken Bleiplatte an den in gußeisernen Formen genau eben hergestellten Flächen der Betonquader an. Der Druck in diesen Flächen beträgt bis 100 kg/cm^2 . Die Gelenkflächen sind nach Krümmungshalbmessern von 20 cm und 25 cm gehobelt. Die beiden Schraubenbolzen, welche die Gelenkhälften verbinden, dienen nur zur Adjustierung beim Versetzen und wurden nachher durchsägt. Um die Stahlgelenke vor Rost zu schützen, sind späterhin die Gelenkfugen der Gewölbe mit Zementmörtel ausgegossen worden, doch soll durch eine in der Mitte der Fuge einbetonierte Schicht Asphaltfilz die Beweglichkeit der Gelenke gewahrt bleiben.

Bei den Münchener Brücken (Reichenbach-, Maximiliansbrücke), deren über 40 m weite Öffnungen in Muschelkalkquadern gewölbt

sind, wurden die Gelenke nach Abb. 120 ausgeführt. Die aus Stahlguß hergestellten Gelenkstücke sitzen in gußeisernen Lagerböcken, die auf Bleiplatten versetzt und durch Steinschrauben an den Quadern befestigt sind. Das Wälzgelenk wird hier durch eine ebene und eine konvexe mit 30 cm Radius gekrümmte Fläche gebildet. Man hat hier

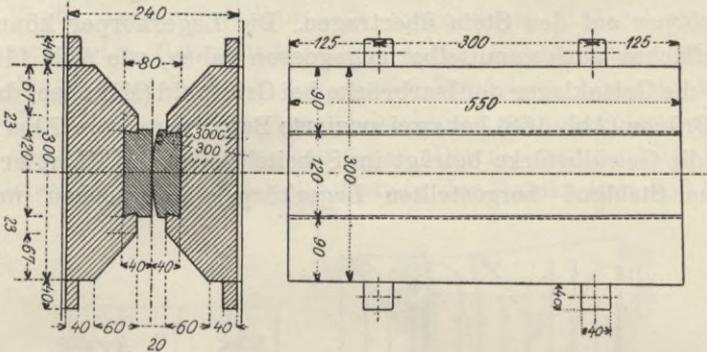


Abb. 120. Maximiliansbrücke in München.

anfänglich den Fehler gemacht, keine Sicherung gegen ein Abgleiten in diesen Flächen, die man zum Überflusse auch noch geschmiert hatte, anzubringen. Der Gelenkdruck steht nämlich nicht für alle Belastungsfälle, insbesondere nicht für einseitige Belastung des Bogens, senkrecht zur ebenen Gelenkfläche und die Reibung daselbst ist

nicht ausreichend, um die dazu parallele Kraftkomponente aufzunehmen. Tatsächlich trat beim Bau der Maximiliansbrücke eine Abrutschung des nahezu vollendeten Gewölbes an einem Kämpfer ein (Abb. 121), welche das Lehrgerüst zertrümmerte und zu einer weitgehenden Rekonstruktion nötigte. Die Lager erhielten nunmehr in der Achse zwischen den Gelenkstücken Stahldollen eingesetzt, wie sie auch aus Abb. 118 bei den Gelenken der Grüowalderbrücke ersichtlich sind.

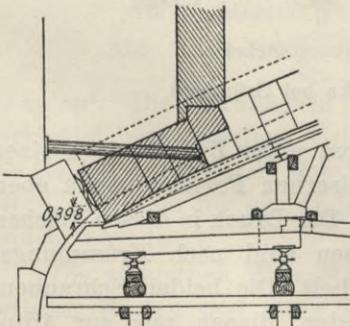
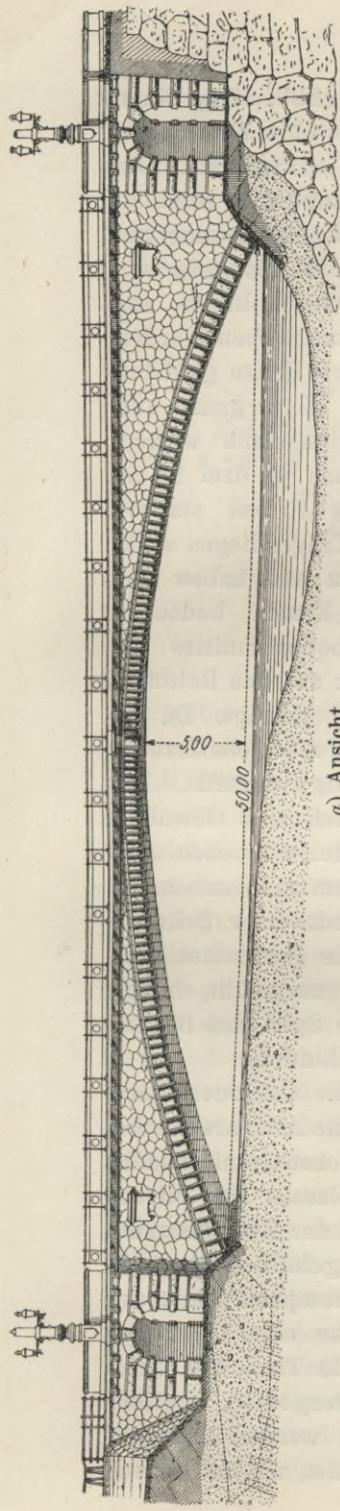
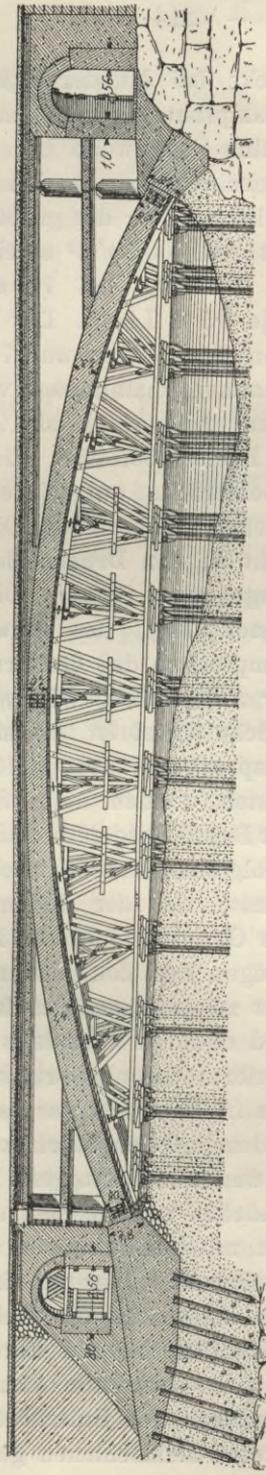


Abb. 121.

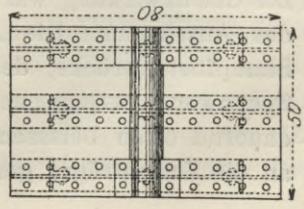
Die Lagerstühle haben den Zweck, den Gelenkdruck in genügender Breite über die Bogenstärke zu verteilen. Anstatt sie durch Guß (Roh- oder Stahlguß) herzustellen, können auch kastenförmig zusammengenietete Walzträger, die mit Beton ausgestampft werden, dazu verwendet werden. In solcher Art hat zuerst K. v. Leibbrand



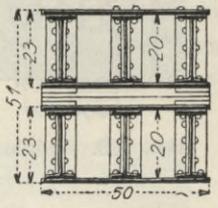
a) Ansicht.



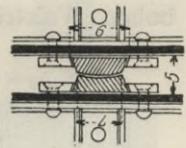
b) Längenschnitt.



Vertikalschnitt



Horizontalschnitt



c) Gelenkkonstruktion.

Abb. 122. Donaubrücke bei Munderkingen.

die Gelenke der Donaubrücke bei Munderkingen (Abb. 122), einer der erst erbauten großen Stampfbetonbrücken, ausgeführt. Der Bogen dieser Brücke hat 50 m lichte Spannweite bei $5\cdot0\text{ m}$ Pfeilhöhe. Die Gewölbstärke beträgt im Scheitel $1\cdot0\text{ m}$, in den Kämpfern $1\cdot10\text{ m}$, in der Mitte der Gewölbschenkel $1\cdot40\text{ m}$; die größte Beanspruchung bei Annahme einer Verkehrslast von 400 kg/m^2 erreicht 34 bis 38 kg/cm^2 . Die Gelenke (Abb. 122 c) bestehen bei $7\cdot5\text{ m}$ Gewölbbreite aus 12 einzelnen Stücken von je $0\cdot5\text{ m}$ Länge. Die Druckflächen werden durch zwei Stahlschienen von 25 mm Dicke und 70 mm Breite gebildet, die nach dem gleichen Krümmungshalbmesser von 15 cm genau aufeinander gearbeitet wurden und sonach als Zapfengelenk wirken. Sie sind auf flußeisernen Kasten befestigt, die aus je drei 20 cm hohen Walzträgern mit beiderseits aufgenieteten, 15 mm starken

Blechplatten bestehen. Die Träger liegen senkrecht zu den Druckschienen und haben eine Länge von 80 cm . Die Kasten bedecken sonach 70% des Gewölbquerschnittes am Kämpfer, so daß der Druck auf den Beton in der Anlagsfläche 57 kg/cm^2 beträgt. Da die Brücke schief ist, so sind die Gelenkstücke entsprechend treppenförmig versetzt. Die Kasten wurden beim Schluß des Gewölbes mit Beton ausgefüllt und einige Wochen nach erfolgtem Ablassen, nachdem man annehmen konnte, daß der Bogen (mit einer Scheitel-

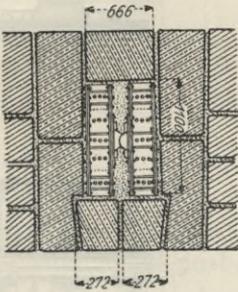


Abb. 123. Addabrücke.

senkung von 110 mm nach Gewölbschluß) zur Ruhe gekommen war, wurden auch die Gelenkfugen mit Zementmörtel ausgefüllt, hauptsächlich um sie gegen Rost zu schützen. Das freie Spiel des Bogens bei Temperaturwechsel wird dadurch allerdings behindert.

Ganz ähnlich konstruierte Gelenke erhielt die Coulovrenièrebrücke in Genf, ferner die in Abb. 103 dargestellte Addabrücke bei Morbegno. Bei letzterer wurden die Gelenkstücke zwischen Granitquadern in Zementmörtel versetzt und nach erfolgtem Ablassen des Bogens wurden die verbliebenen Lücken ausgemauert und der Zwischenraum zwischen den Gelenkkästen mit Zementmörtel ausgefüllt (Abb. 123). Die Gelenkwirkung war sonach auch hier nur eine temporäre während des Ausrüstens. Die Abb. 124 zeigt die Gelenke einer kleineren Stampfbetonbrücke, der Etschbrücke bei Forst in Tirol von 31 m Spannweite, welche nach dem Ausrüsten nicht vergossen, sondern dauernd offen belassen wurden. Die Stützflächen werden von zwei an die Kastenträger genieteten Stahlschienen gebildet, welche konvex

und konkav mit Radien von 150 und 170 mm angearbeitet sind. Die Gelenkfugen wurden mit 12 mm dicken Blechstreifen überdeckt.

Werden die kastenförmigen Lagerböcke weggelassen, so müssen die aus Guß hergestellten Lagerkörper eine für die Druckübertragung auf das Gewölbmauerwerk ausreichende Breite erhalten. Das genaue Versetzen und Einrichten der eisernen Lager ist immer eine schwierige

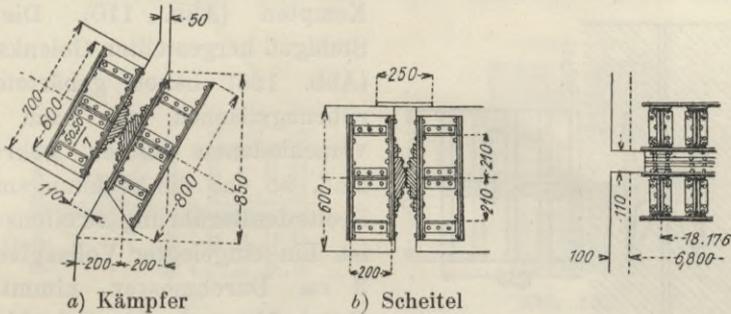


Abb. 124. Etschbrücke bei Forst.

Aufgabe und muß mit besonderer Sorgfalt ausgeführt werden. Bei der Wallstraßenbrücke in Ulm (Abb. 108), deren Scheitelgelenk in Abb. 125 dargestellt ist, wurden die beiden Gelenkhälften vor dem Versetzen zueinander in richtige Lage gebracht und gegen Verschieben durch 4 (in der Abbildung nicht gezeichnete Schraubenbolzen) gesichert. Zur Festlegung ihrer Lage waren an der Gelenkstelle Schraubenbolzen in Abständen von 67 cm einbetoniert worden, welche etwa 7 cm über den Beton vorstanden. Auf die vorstehenden Gewinde wurden Schraubenmutter aufgesetzt und diese genau in die Flucht der Gelenkaufleger gebracht. Gegen diese Muttern wurden die Gelenkstücke gelehnt, wobei sie sich auf einer Seite auf einen vorstehenden, mit Zementmörtel abgeglichenen Betonabsatz stützten und durch genaues Einmessen der auf ihrer Rückenfläche eingerissenen Mittellinie in die genaue Höhenlage gebracht werden konnten. Weiterhin waren in jedem Gelenkstück an den Stirnen zwei zylindrische Stahlzäpfchen etwa 15 mm tief in die Achsen eingesteckt, so daß sie von einem Gelenkstück zum anderen übergriffen, wodurch eine gute Zentrierung ermöglicht und der Abstand der Gelenkstücke voneinander reguliert werden konnte. Der

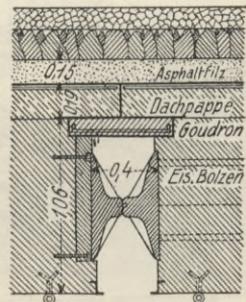


Abb. 125.

zwischen dem Gelenk und dem Gewölbetron verbliebene Raum von 7 cm Breite wurde schließlich mit Zementmörtel satt ausgestampft. Vor dem Ausrüsten wurden die oben erwähnten Verbindungsbolzen der Gelenkhälften durchsägt. Die Gelenke blieben dauernd offen und wurden nach oben mit abnehmbaren Betonplatten abgedeckt, deren Fugen mit Goudron gedichtet sind.

Ähnliche Gelenke erhielt der Hauptbogen der Illerbrücken bei

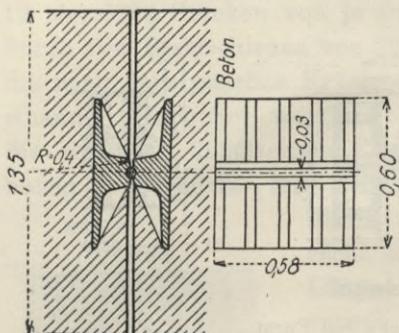


Abb. 126.

Kempton (Abb. 110). Die aus Stahlguß hergestellten Gelenkstücke (Abb. 126) haben gehärtete Berührungsflächen, die nach etwas verschiedenen Radien gekrümmt sind, so daß die rechnermäßige Breite des Berührungstreifens 4.7 cm ist. Ein eingeleger Vollzapfen von 3 cm Durchmesser nimmt die Querkräfte auf. Die Gelenkhälften wurden auch hier durch Schraubenbolzen provisorisch verbunden und

dann nach Durchsägen dieser Bolzen ganz einbetoniert, wobei jedoch, um das Spiel der Gelenke zu ermöglichen, in der Gelenkfuge 2 cm starke Korkplatten zwischen dünne Zinkbleche eingelegt wurden.

Während die bisher besprochenen Beispiele Gelenke zeigen, die

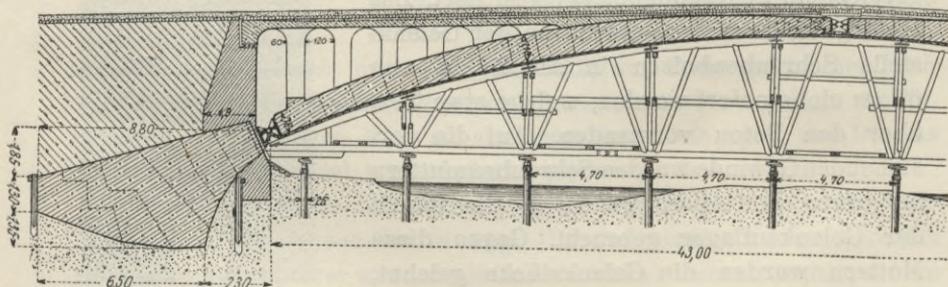


Abb. 127. Donaubrücke zu Inzigkofen.

nach außen verdeckt und in der Fassade der Brücken höchstens durch eine schmale Bewegungsfuge sichtbar gemacht sind, erhielt die Donaubrücke zu Inzigkofen (Abb. 127) ganz frei liegende eiserne Gelenke. Der aus Stampfbeton hergestellte Brückenbogen hat eine Stützweite von 43 m und eine Pfeilhöhe von 4.38 m. Er verbreitert sich von 3.45 m im Scheitel auf 4.45 m an den Kämpfern. Die Bogenstärke ist im Scheitel 70 cm, im Gewölbschenkel 1.10 m und an den

Kämpfern 78 cm. Die Lager (Abb. 128) sind als Zapfengelenke ausgeführt und bestehen aus einem stählernen Vollzapfen von 10 cm Durchmesser, der zwischen gußeisernen Lagerstühle gelagert ist. Letztere sind 68 cm breit, reichen sonach nahezu über die ganze Gewölbstärke, so daß der Druck in den Anlagsflächen nur 42.5 kg/cm^2 beträgt. Um zu ermöglichen, daß die Gelenke den Setzungen des Lehrgerüsts während des Wölbens folgen konnten, wurden hinter

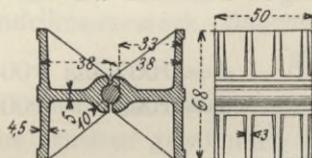


Abb. 128.

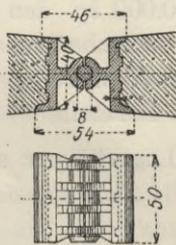


Abb. 129.

den Kämpfergelenken an den Widerlagern Zwischenräume von 25 cm freigelassen und erst zuletzt, nachdem das Lehrgerüst seine volle Belastung erhalten hatte, zugleich mit der Scheitelpartie geschlossen. Ähnliche Gelenke erhielt die Berliner Stadtbahnbrücke auf dem Bahnhof Wilmersdorf zur Unterführung der Prinzregentenstraße (Abb. 169). Diese hat bei 30 m Weite einen auf ausgekragte Widerlager gesetzten Eisenbetonbogen von 24.4 m Spannweite, der mit Kämpfer- und Scheitelgelenken nach Abb. 129 versehen ist. Bei einer Stärke von 75 cm im Gewölbschenkel ist der Bogen an den Gelenken auf 40 cm zusammengezogen. Von gleicher Form sind auch die Zapfengelenke der 50 m weiten Betonbrücke zu Nekarshausen, wogegen die Gelenke der Dollerbrücke bei Burzweiler (Stampfbetonbogen von 34 m Stützweite) eine etwas abweichende, in Abb. 130 dargestellte Ausbildung erhielten.

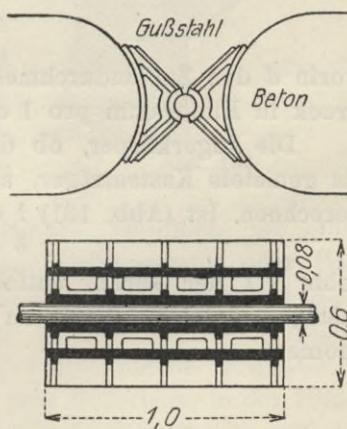


Abb. 130.

Über die Gelenklager der Eisenbetonbrücken werden bei deren Besprechung noch einige Angaben folgen.

Die Dimensionierung der eisernen Gelenke hat nach den gleichen

Regeln wie jene der Kipplager eiserner Brücken zu erfolgen. Für die Wälzlager gilt zur Bemessung der Krümmungsradien der Wälzflächen dieselbe Formel wie für Steingelenke

$$\sigma = 0.423 \sqrt{PE \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)}$$

Hierin bezeichnet P den Gelenkdruck in Kilogramm pro 1 cm Länge, $E = 2,200.000 \text{ kg}$ den Elastizitätskoeffizienten und es kann σ die größte spezifische Beanspruchung für Stahlguß mit 3000 bis 4000 kg/cm^2 angenommen werden. Für Zapfenlager bedienen wir uns der empirischen Formeln

bei Lagerkörper aus Stahlguß . . . $d = 0.002$ bis $0.004 P$
 " " " Gußeisen . . . $d = 0.003$ " $0.005 P$

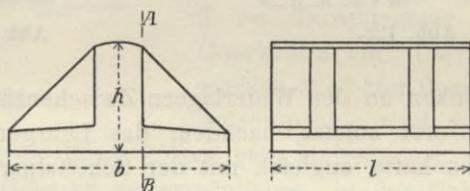


Abb. 131.

worin d den Zapfendurchmesser in Zentimeter und P den Gelenkdruck in Kilogramm pro 1 cm Länge bezeichnet.

Die Lagerkörper, ob dieselben aus Guß hergestellt sind oder als genietete Kastenträger, sind auf ihre Biegebeanspruchung zu berechnen. Ist (Abb. 131) l die Länge des Lagerkörpers

b die Breite " "

sohin Pl der darauf entfallende Gelenkdruck, so wird bei gleichmäßiger Druckverteilung an der Grundfläche das größte Biegemoment

$$M = \frac{1}{8} Plb$$

wonach das erforderliche Widerstandsmoment in der Achse des Lagerkörpers aus

$$W_s = M$$

zu bestimmen ist. Für gegossene Lagerstühle mit der Höhe h ist

$W = \frac{1}{6} lh^2$, sohin

$$h = \sqrt{\frac{3}{4} \frac{Pb}{s}}$$

Stahlguß ist mit $s = 1000$ bis 1200 kg/cm^2 , Gußeisen mit $s = 250 \text{ kg/cm}^2$ zu beanspruchen.

Ist der Lagerkörper nicht voll (wie Abb. 119), sondern mit Rippenaussparungen versehen (nach Abb. 131), so ist die Biegungsbeanspruchung im Anschlußquerschnitt AB der Rippen zu ermitteln.

In gleicher Weise bestimmt sich auch bei genieteten Lagerkörpern (Abb. 121 *c*) das erforderliche Widerstandsmoment der Kasten-träger aus $W_s = M$.

§ 24. Überschüttung und Übermauerung der Gewölbebogen, Spandriemauerwerk, Sparbögen, Längsteilung der Brückengewölbe.

Kleinere Gewölbe oder überhaupt Gewölbe mit nicht allzu großer Pfeilhöhe erhalten gewöhnlich eine volle bis auf der Fahrbahnhöhe reichende Überschüttung mit Erde, welche seitlich durch auf dem Gewölbe aufsitzende Stirn- oder Parapetmauern begrenzt ist. Die Überschüttung muß aus lehmfreiem, im Wasser nicht erweichenden und dasselbe nicht zurückhaltenden, schotterigen Materiale bestehen; über dem Gewölbscheitel soll ihre Höhe, einschließlich der Stärke der Fahrbahndecke bei Straßenbrücken mindestens 25 bis 30 cm , bei Eisenbahnbrücken mindestens 50 cm , bei Hauptbahnbrücken besser nicht unter 90 cm bis 1 m betragen¹⁾.

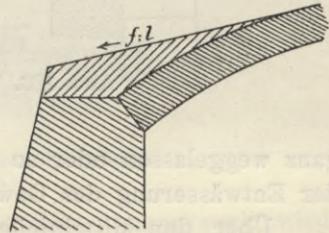


Abb. 132.

Man übermauert namentlich kleinere Gewölbe, die nicht nach der Stützlinie sondern nach einem Kreissegment- oder Halbkreisbogen geformt sind, an den Kämpfern, um dadurch ihre Stabilität zu erhöhen. Die Übermauerung, die sich mit einer Neigung ungefähr gleich dem Stichverhältnis $f:l$ des Bogens tangential an den Gewölbrücken anschließt und über dem Widerlager in der Hintermauerung fortsetzt (Abb. 132), steht in keinem Verbande mit dem Gewölbmauerwerk und kann aus minderem Bruchsteinmauerwerk oder aus einer mageren Betonmasse hergestellt werden. Obwohl für die statische Wirkung nur das Gewicht der Übermauerung in Betracht zu ziehen ist, bildet sie doch insbesondere für Bogen von hohem Pfeil eine wichtige Verstärkung, dann aber auch einen Schutz für

¹⁾ In den Normalien der k. k. österr. Staatsbahnen ist die Überschüttungshöhe der Gewölbe mit 160 cm vorgesehen.

das Gewölbe gegen das Eindringen von Feuchtigkeit durch Ermöglichung einer guten Abdeckung und Entwässerung. Bei großen Gewölben mit gegenüber der Verkehrslast hoher Eigengewichtslast und mit entsprechend verstärkten Kämpfern, welche beim Fehlen von Gelenken die Einspannung gewährleisten, kann die Übermauerung

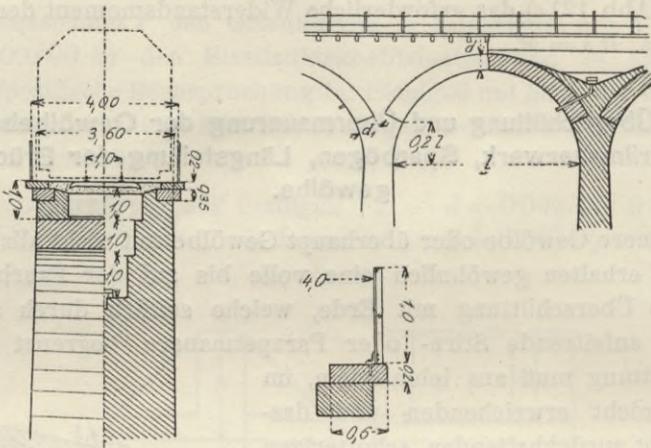


Abb. 133. Viadukttype der Albulabahn.

ganz weggelassen oder so weit beschränkt werden, als es die Anlage der Entwässerung des Gewölbrückens erfordert.

Über den Mittelpfeilern bildet die Übermauerung eine Mulde, aus der das Wasser abzuziehen ist (Abb. 133). Eine wirksamere Verspannung der Gewölbfüße läßt sich erzielen, wenn die Übermauerung in Verband mit dem Wölbmauerwerk und in regelmäßigem Fugenschnitt ausgeführt wird (Abb. 134), doch wird diese teure Ausführungsweise nur selten zur Anwendung kommen.

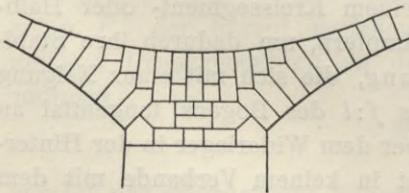


Abb. 134.

Bei Viadukten mit hohen Bögen werden die Gewölbzwinkel auch ganz bis zum Gewölbscheitel ausgemauert (Abb. 135). Für diese Ausfüllung genügt mageres Bruchsteinmauerwerk oder Beton oder auch bloß eine trockene Ausschichtung, die nur in den oberen Schichten der Abdichtung wegen in Mörtel zu legen ist. Bei geringer Brückenbreite (eingleisige Eisenbahnbrücken), wo zwischen höheren Stirnmauern nur ein

schmäler Erdkörper verbleiben würde, wird eine solche volle Ausmauerung am Platze sein.

Die Stirnmauern werden gewöhnlich ohne Verband mit dem Gewölbe und häufig erst nach dessen Ablassen ausgeführt. Nur bei

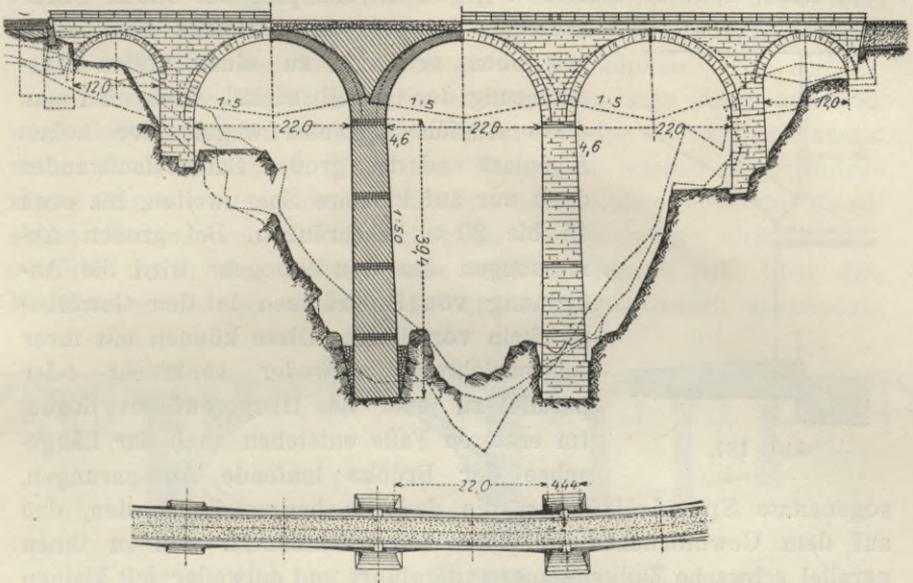


Abb. 135. Schiedtobelviadukt der Arlbergbahn.

Ausführung der Stirnen in Quader- oder Schichtmauerwerk wird zuweilen durch Anordnung abgetreppter Gewölb-Stirnquader ein Verband herbeigeführt (Abb. 136). Werden dem Gewölbe Gelenke gegeben, so sind damit korrespondierende Trennungsfugen auch in den Stirnmauern anzubringen. Beton-Stirnmauern von einiger Länge wird man, auch wenn die Gewölbe keine eigentlichen Gelenke erhalten, von den Widerlagern oder Pfeilern durch lotrechte Fugen trennen, die in der Fassade durch einen Mauer vorsprung gedeckt werden können (Abb. 137). Die Stirnmauern, die als Stützmauern für den Erddruck der Hinterfüllung zu dimensionieren sind, erhalten nach vorne gewöhnlich eine senkrechte, nach hinten eine geneigte Fläche als Begrenzung, so daß sich ihrer zunehmenden Höhe entsprechend die notwendige Verstärkung ergibt. Bei hohen Gewölben

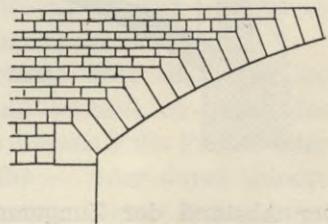


Abb. 136.

Bei hohen Gewölben

von verhältnismäßig geringer Breite, insbesondere bei Eisenbahnviadukten, gibt man aber auch den Stirnmauern nach vorne einen Anzug (von $\frac{1}{20}$ bis $\frac{1}{15}$), den man dann natürlich auch in Gewölbstirnen durchzuführen hat (Abb. 135).

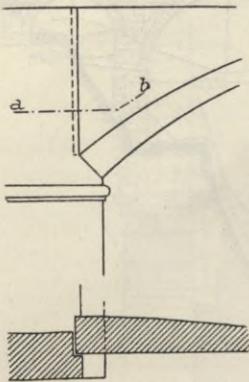


Abb. 137.

Hohe Gewölbe erfordern gegen die Kämpfer hin starke Stirnmauern. Bei schmalen Brücken führt dies, wie oben erwähnt, zu einer vollen Ausmauerung der Gewölbzwickel, doch wird man diese Ausführungsweise wegen der hohen Eigenlast und des großen Baustoffaufwandes doch nur auf kleinere Spannweiten, bis etwa 15 bis 20 m beschränken. Bei großen Abmessungen des Gewölbobogens wird die Anordnung von Hohlräumen in den Gewölbezwickeln vorteilhaft. Diese können mit ihrer Achsenrichtung entweder senkrecht oder parallel zu jener des Hauptgewölbes liegen. Im ersteren Falle entstehen nach der Längsachse der Brücke laufende Aussparungen,

sogenannte Spandrilräume, die dadurch hergestellt werden, daß auf dem Gewölbrücken zwischen den Stirnmauern und zu ihnen parallel schwache Zungenmauern aufgeführt und entweder mit kleinen Gewölbkappen oder mit Platten überdeckt werden (Abb. 138, 122 u. 99).

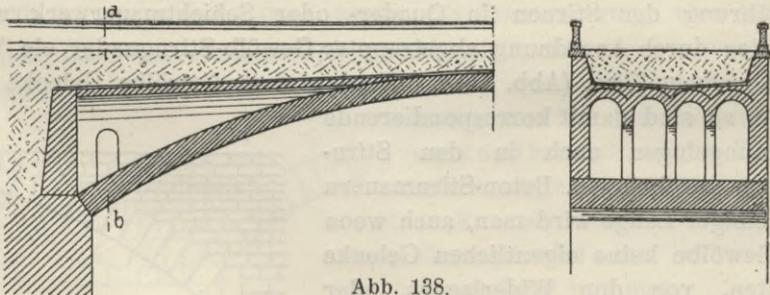


Abb. 138.

Der Abstand der Zungenmauern wird im lichten mit 1·0 bis 1·5 m gewählt, bei Eisenbahnbrücken ordnet man sie zuweilen auch unmittelbar unter den Schienensträngen an. Die Überwölbung erfolgt häufig in Ziegeln mit Segment- oder Vollbogen von einem Stein Stärke, oder auch in Stampfbeton. Stärke der Zungenmauern bei einem Abstände von nicht über 1·5 m und bei einer Höhe h (Meter) etwa $\bar{d} = 0\cdot3 + 0\cdot03 h$. Die Stirnmauern sind so stark zu dimensionieren, daß an ihrer Basis

durch den Schub der äußeren Spandrilgewölbe keine Zugspannungen auftreten. Man wähle dafür $d_1 = 0.5 + 0.1 h$, überzeuge sich aber durch die statische Untersuchung, für welche eine Näherungsbestimmung des Schubes des Spandrilgewölbes genügt, ob diese Stärke ausreicht. Flache Überdeckungen mit Stein- oder Eisenbetonplatten haben den Vorteil, daß die Stirnmauern keine wagrechten Kräfte aufzunehmen aben und daher schwächer gehalten werden können.

Bei großer Höhe der Zungenmauern hat man diese zuweilen noch etagenweise durch Gewölbe abgesteift oder durch Quermauern verbunden (Abb. 122 c). Über dem Widerlager werden die Spandrilräume durch eine auf dem Widerlager aufstehende schwache Mauer abgeschlossen, von der man aber die Zungenmauern und Deckengewölbe durch eine durchgehende Fuge zu trennen hat. Über den Mittelpfeilern hängen die Spandrilhohlräume gewöhnlich zusammen,

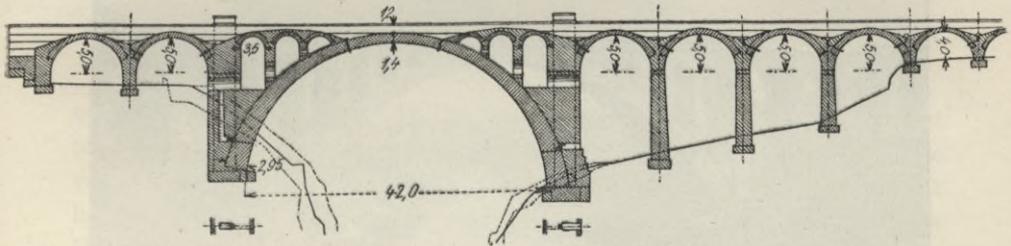


Abb. 139. Solisbrücke der Albulabahn.

wobei sich die Zungenmauern auch auf zwischen die Hauptbogen gespannte Gurte stützen können, wenn nicht die Erzielung größerer Pfeilerstabilität daselbst eine massive Aufmauerung empfehlenswert erscheinen läßt.

Die Spandrilhohlräume sind durch Einsteigschachte und durch Durchbrechungen der Zungenmauern zugänglich zu machen.

In anderer Art kann man die Hohlräume über dem Gewölbe auch so anordnen, daß ihre Achsenrichtung parallel zu jener des Brückenbogens ist. Auf letzteren werden in diesem Falle Pfeiler oder Mauern aufgesetzt und durch kleine Gewölbe — oder durch gerade Überdeckungen in Eisenbeton — überspannt. Diese sogenannten Sparbogen oder Sparöffnungen können nach außen durch schwache Stirnmauern verdeckt werden; gewöhnlich werden sie aber offen gelassen, so daß sie in Form einer auf dem Hauptbogen aufstehenden Bogenstellung erscheinen, wodurch auch für die Architektur der Brücke ein wirksames Motiv gewonnen wird (Abb. 102, 140, 143, 153).

Die Spannweite der Sparbogen wählt man entsprechend der

Größe des Hauptbogens mit 2 bis 5 *m*, so daß auf jeder Bogenhälfte etwa drei bis fünf Bögen aufstehen. Gewöhnlich werden, um die gleiche Einrüstung verwenden zu können, alle Öffnungen gleich groß gehalten, obwohl es sonst rationell wäre, mit der zunehmenden Pfeilerhöhe auch die Spannweite zu vergrößern. Weit gespannte Sparbogen ergeben große konzentrierte Lasten auf das Hauptgewölbe, die mit einer stetigen Krümmung seiner Bogenachse nur vereinbar sind, wenn auch dessen Eigenlast entsprechend groß ist. Die Sparbogen werden meist in vollem Halbkreis, bei beschränkter Höhe auch in Korb- oder Segmentbogenform (Abb. 95) gewölbt und in den

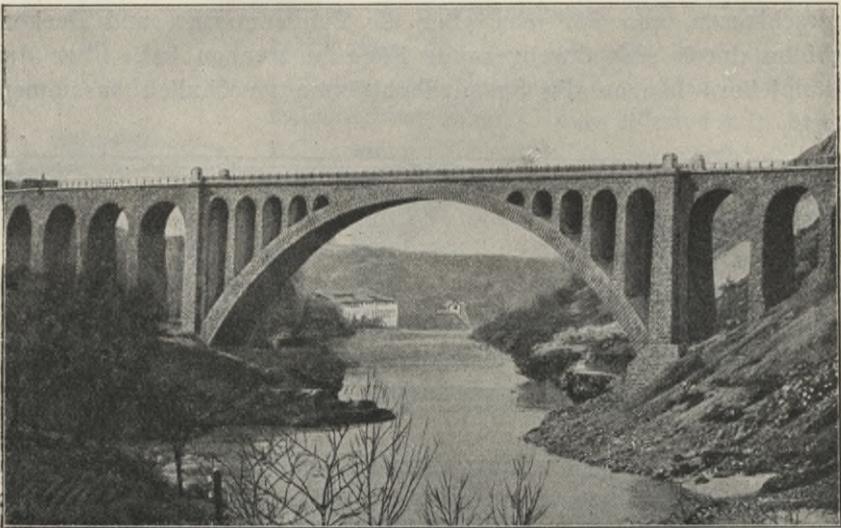


Abb. 140. Eisenbahnbrücke über den Isonzo bei Salcano.

Bogenzwickeln durch Füllmauerwerk bis auf Scheitelhöhe abgeglichen, so daß die wasserdichte Abdeckung und Entwässerung über sie hinweggeführt werden kann (Abb. 103, 139); im anderen Falle ist bei Ausbildung von Mulden über den Zwischenpfeilern jeder Sparbogen für sich zu entwässern (Abb. 141). Die Stärken der Bögen sowie der Zwischenpfeiler sind auf Grund einer statischen Untersuchung zu bemessen. Bei breiten Brücken hat man die Zwischenpfeiler auch in eine Reihe rechteckiger, durch Gurte verbundene Einzelpfeiler aufgelöst (Max Josef-Brücke, Reichenbach-Brücke (Abb. 111) in München u. a.).

Die Sparbogen schließen mit einer auf die Widerlager oder auf den Hauptbogen aufgesetzten Widerlagsmauer ab (Abb. 139)

oder sie setzen sich unmittelbar in seitlichen Öffnungen bis zum Anschluß an das Terrain in Form eines Viaduktes fort (Abb. 141). Auf die Bewegungen des die Sparbogen tragenden Gewölbes ist entsprechend Rücksicht zu nehmen. Ist letzteres als Dreigelenkbogen ausgeführt, so darf die Gelenkwirkung durch die Sparbogen nicht beeinträchtigt werden, zu welchem Zwecke entweder der Widerlagspfeiler des letzten Sparbogens ganz auf das Gewölbe gestellt

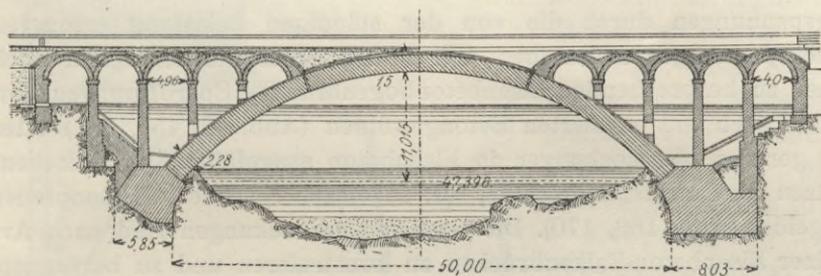


Abb. 141. Antoinettebrücke.

oder dieser selbst auch als Dreigelenkbogen ausgeführt wird, wobei man sich auf die Anordnung bloßer Bleigelenke oder die Einlage von Isolierschichten (Abb. 142) beschränken kann und nur die Vorsicht beobachten wird, die Sparbogen erst nach erfolgtem Ausrüsten des Hauptbogens einzuwölben. Diese Vorsicht ist übrigens auch bei eingespannten Gewölben am Platze. Man hat bei Dreigelenkgewölben die Überdeckung der letzten Sparbogenöffnung am Widerlager auch wagrecht verschieblich aufgelagert (Inzigkofenbrücke Abb. 127). Sie wirkt dann aber nicht als Gewölbobogen, sondern als Balken oder Platte und ist demnach in Stampfbeton mit Eisenbewehrung auszuführen.

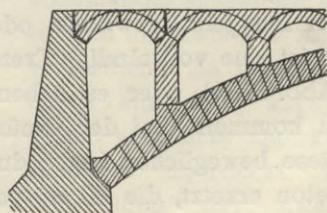


Abb. 142.

Bei Brücken mit Mittelpfeilern hat man zuweilen auch nur eine einzige Sparöffnung in den über den Pfeilern liegenden Gewölbzwickeln angeordnet, um die Stirnmauern an ihren höchsten Stellen in ihrem Ausmaße zu vermindern. Bei Korbbogengewölben mit hochgelegener Hochwasserlinie kann damit auch der Zweck verbunden werden für außergewöhnliche Hochwässer ein vergrößertes Durchflußprofil zu schaffen. Abb. 145 gibt hierfür ein Beispiel¹⁾. Hierher

¹⁾ Dasselbe hat bei der im Bau befindlichen Hetzinselbrücke über die Moldau in Prag Nachahmung gefunden. Die Stromöffnungen dieser Brücke

gehören auch die meist kreisrunden Durchbrechungen über den Pfeilern, die unter der Bezeichnung „oeil de boeuf“ schon bei älteren französischen Steinbrücken angewendet wurden.

Die Anordnung von Sparöffnungen über dem Gewölbe wird auch bei Stampfbetonbrücken und insbesondere häufig bei Eisenbetonbrücken angetroffen. Bei letzteren wird man überhaupt eine mögliche Verminderung der Eigengewichtslast anstreben, da es hier nicht darauf ankommt, die von der Verkehrslast hervorgerufenen Zugspannungen durch die von der ständigen Belastung erzeugten Druckspannungen aufzuheben. Wir finden daher bei den später noch näher zu besprechenden Eisenbetonbogenbrücken Sparöffnungen entweder auch mit armierten Betongewölben (Abb. 95, 155, 161) oder mit geraden Überdeckungen in Eisenbeton ausgeführt. Die Zwischenstützen sind schlank gehalten, oft in einzelne armierte Betonpfeiler aufgelöst (Abb. 169, 170). Die flachen Überdeckungen sind nach Art kleiner Eisenbeton-Balkenbrücken zu konstruieren und zu berechnen. Es werden auf den Zwischenstützen aufliegende Längsbalken mit einer sie verbindenden Platte angeordnet. Die Stützen verbindet man, wenn sie nicht in der ganzen Brückenbreite durchgehen, sondern in Einzelpfeiler aufgelöst sind, durch Querbalken. Durch Anordnung von Trennungsfugen in der Überdeckung der Sparöffnungen ist die erforderliche Bewegungsmöglichkeit vorzusehen. Solche Trennungsfugen sind an den Widerlagern und, bei Brücken mit mehreren Öffnungen, über jedem Mittelpfeiler anzubringen. Sind größere Bewegungen — bei Dreigelenkgewölben oder weitgespannten Bögen — zu erwarten, so ist eine vollständige Trennung von den Widerlagern durchzuführen (Abb. 170*b*) oder es haben bewegliche Endauflager zur Anwendung zu kommen. Bei der Gmündener Tobelbrücke (Abb. 169*a*) hat man diese beweglichen Lager durch eine dünne federnde Wand aus Eisenbeton ersetzt, die 20 *cm* vom Pfeiler abstehend, 12 *m* Höhe hat und unten in den Pfeiler verankert, oben mit der Fahrbahnplatte verbunden ist.

Die Frage, ob in einem gegebenen Falle eine volle Überschüttung mit Stirnmauern oder die Anordnung von Hohlräumen über dem Gewölbe vorteilhafter ist, beantwortet sich zunächst durch

erhalten Dreigelenkbogen in Stampfbeton, welche über den Pfeilern durch ein gelenkloses Sparbogengewölbe aus Eisenbeton verbunden sind. Die Gelenke der Hauptbogen werden dadurch in der fertigen Brücke ziemlich unwirksam gemacht und es ergeben sich in den Sparbogen hohe Temperaturspannungen, die man durch geringe Scheitelstärke dieser Gewölbe und Einlage einer Isolierschicht daselbst herabzumindern trachtet.

eisernen Trägern — überdeckt. Es kann nicht übersehen werden, daß das Gewölbe an den inneren Rändern stärker belastet und infolgedessen auch beträchtlich stärker beansprucht ist als an den übrigen Stellen seines Querschnittes. Diese Ungleichmäßigkeit ist natür-

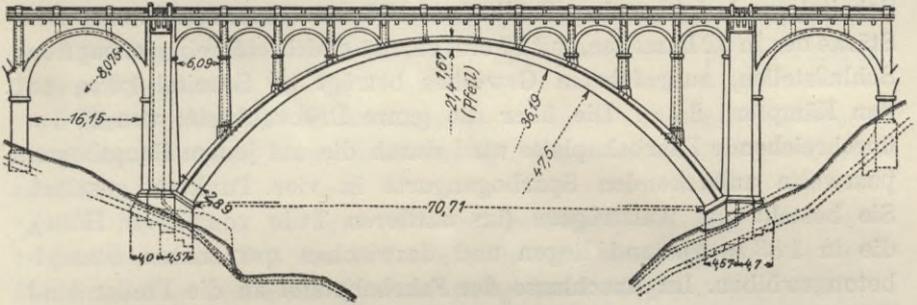


Abb. 147. Walnut Lanebrücke in Philadelphia 1:1050.

lich um so größer, je größer der überbrückte Zwischenraum zwischen den beiden Brückenhälften ist. Bei der Armidoniersbrücke in Toulouse (Abb. 145, 146) beträgt derselbe 10 m, während die Gurtbogen im Scheitel je 3.25 m Breite haben. Die Fahrbahn wird in der ganzen Breite von Eisenbetonbalken getragen, die auf der vollen Aufmauerung der Brücknbogen aufliegen.

Die vom Verfasser projektierte, 1904/1905 erbaute Brücke Chauderon-Montbenon in Lausanne (Abb. 153 bis 157) erhielt, um die Kosten der hohen Pfeiler und Gerüstungen zu vermindern, bei der Gesamtbreite von 18 m ebenfalls eine Längsteilung, wie es der Querschnitt (Abb. 154) zeigt. Die Doppelbogen haben je 5.8 m Breite und 5.0 m Abstand; der Zwischenraum ist durch eine auf den Bogen und Sparbögen aufliegende Plattenbalkenkonstruktion aus Eisenbeton überdeckt. Bemerkenswert ist, daß hier der vergrößerten Belastung des inneren

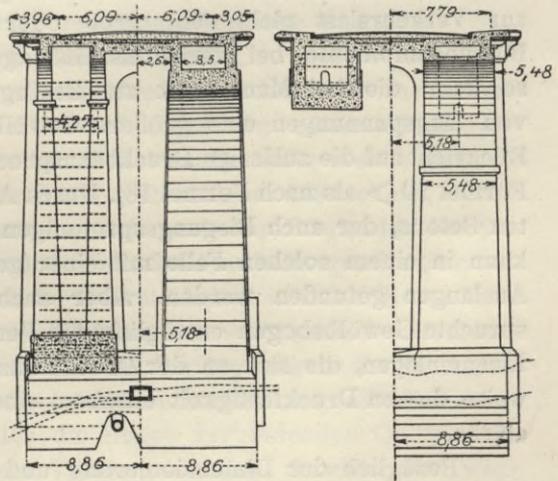


Abb. 148. Querschnitte der Walnut Lanebrücke.

Querschnitt (Abb. 154) zeigt. Die Doppelbogen haben je 5.8 m Breite und 5.0 m Abstand; der Zwischenraum ist durch eine auf den Bogen und Sparbögen aufliegende Plattenbalkenkonstruktion aus Eisenbeton überdeckt. Bemerkenswert ist, daß hier der vergrößerten Belastung des inneren

Für die schlaffen Armierungen werden gewöhnlich Rundeisen, seltener Quadrateisen oder (in Amerika) eigens geformte Eisen (Johnsohn-, Thachereisen etc.) verwendet. Die Ausführung als bogenförmige doppelt armierte Platte entspricht der Monierbauweise oder bei rippenförmiger Ausbildung der Bauweise Hennebique.

Bei steifer Armierung (Bauweise Melan) sind in das Stampfbetongewölbe Bogenrippen aus gewalzten oder genieteten gitterförmigen Trägern eingebettet.

Die Bogenbrücken in Eisenbeton lassen verschiedene Querschnittsanordnungen zu und kann man diesbezüglich unterscheiden:

1. Eigentliche Vollgewölbe mit rechteckigem, über die ganze oder über einen Teil der Brückenbreite reichenden Querschnitt. Die Fahrbahn liegt auf einer Überschüttung des Gewölbes oder häufiger auf Sparbogen oder auf einer von Einzelstützen und Längsbalken getragenen Eisenbetonplatte.

2. Rippenförmige Bogenträger in Verbindung mit einer geraden durchgehenden Platte, welche unmittelbar die Fahrbahn trägt. Diese Anordnung mit gelenkloser Einspannung der Bogenrippen an den Widerlagern charakterisiert insbesondere die Bauweise Hennebique.

3. Einzelbogen mit darauf gestützter Fahrbahn und

4. Einzelbogen mit angehängter Fahrbahn.

Die beiden letzten Anordnungen zeigen schon weit mehr Verwandtschaft mit den Tragwerksanordnungen der eisernen Bogenbrücken als mit den gewölbten Steinbrücken. Die Träger sind massive steife Einzelbogen von in der Regel rechteckigem Querschnitt, deren Zahl bei oben liegender Fahrbahn sich nach der Breite der Brücke richtet, bei unten oder dazwischen liegender Fahrbahn gewöhnlich auf zwei beschränkt ist. Die Frage der Quersteifigkeit spielt bei diesen Konstruktionen, wie bei den eisernen Brücken eine wichtige Rolle. Als Querverbände dienen Steifrahmen, die sich aus den Querträgern der Fahrbahn, aus den die Fahrbahn tragenden lotrechten Pfosten und, falls deren Anbringung möglich ist, aus den die Bogen verbindenden Querriegeln zusammensetzen. Die auf die Tragkonstruktion einwirkenden wagrechten Kräfte (Winddruck) können bei nicht allzugroßer Spannweite von der durchgehenden Fahrbahnplatte aufgenommen werden, doch hat man sich über die entstehenden Zusatzkräfte Rechenschaft zu geben und allenfalls besondere Aussteifungen anzubringen.

Die verschiedenen Ausführungsarten der Eisenbeton-Bogenbrücken sollen nachstehend an einzelnen Beispielen näher besprochen werden.

I. Gewölbe mit steifen Eiseneinlagen nach Bauweise „Melan“.

Die zur Armierung dienenden, nach der Bogenachse gekrümmten Träger werden in Abständen von 0·7 bis 1·20 *m*, durchschnittlich von etwa 1·0 *m* verlegt und allseitig mit Beton umstampft, so daß auch die Flantschen noch mindestens 2½ bis 4 *cm* hoch überdeckt sind. Um bei breiten Flantschen kein Ablösen der unteren Betonschale befürchten zu lassen, hat man die unteren Trägerflantschen auch mit einem dünnen Drahtgeflecht (Rabitznetz) umhüllt. Für Gewölbstärken unter 25 *cm* und Trägerhöhen bis zu 18 bis 20 *cm* können Walzträger Verwendung finden. Sie geben zwar keine so günstige Materialordnung wie genietete Gitterträger, sind aber im Einheitspreise billiger. Höhere Walzträger sind wegen der hohen Stegfläche unzuweckmäßig und auch schwierig zu biegen. In einigen Fällen natürlich nur für kleinere Gewölbe, sind auch einfache oder gekuppelte, gebogene Eisenbahnschienen zur Armierung verwendet worden.

Abb. 149 *a—e* zeigt eine Straßenbrücke mit zwei Öffnungen von je 15·35 *m* Weite, deren Gewölbe im Scheitel 28 *cm*, an den Kämpfern 65 *cm* Stärke haben und mit 18 *cm* hohen, in 1 *m* Abstand liegenden Walzträgern armiert sind. Diese liegen in der nach einem Kreisbogen von 18·8 *m* Radius geformten Bogenachse und es besteht jede Bogenrippe aus zwei, im Scheitel gestoßenen und mittelst J-Eisen verlaschten Stücken. Über dem Mittelpfeiler sind die Bogen durch Flachlaschen gekuppelt und sie stützen sich in den Widerlagern auf eine angenietete Fußplatte (Abb. 149 *d*); außerdem sind die Bogen noch an vier Stellen durch eingenetete 10 *cm* hohe I-Träger gegeneinander abgesteift. An den Kämpfern der Gewölbe sind entlang den beiden Leibungsflächen noch Rundeisen, und zwar auf den Meter Gewölbbreite 6 Stück von 22 *mm* und 6 Stück von 17 *mm* Durchmesser zur Verstärkung eingelegt. Die Berechnung der Brücke, über welche eine elektrische Straßenbahn geführt ist, erfolgte unter Zugrundelegung einer gleichmäßig verteilten Verkehrsbelastung von 1100 *kg/m*² und es beträgt bei der ungünstigsten Einwirkung der Verkehrslasten und einer Temperaturveränderung von $\pm 15^\circ$ die größte Betondruckspannung rund 32 *kg/cm*², die größte Zugspannung rechnermäßig 19 *kg/cm*².

In dem Beispiele Abb. 150, welches eine Wegüberführung über einen Bahneinschnitt betrifft, wurde, das bei 19 *m* Stützweite, im Scheitel 30 *cm*, an den Kämpfern 79 *cm* starke Gewölbe durch 22 *cm* hohe Walzträger armiert, die an den Kämpfern in der Achse gespalten und der Stärkenzunahme des Gewölbes entsprechend aus-

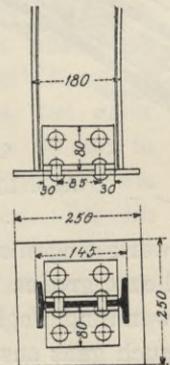
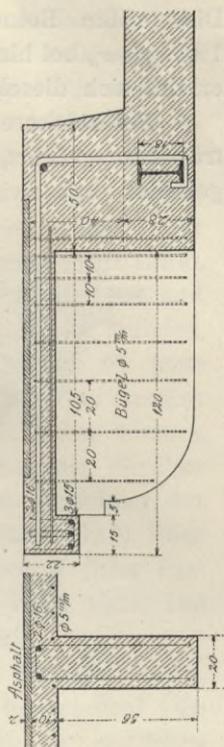
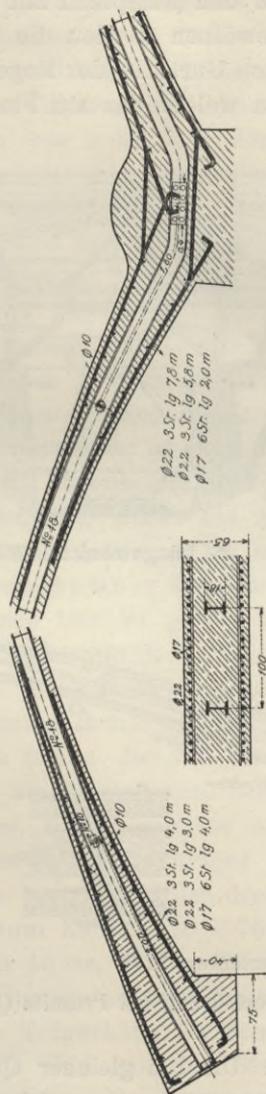
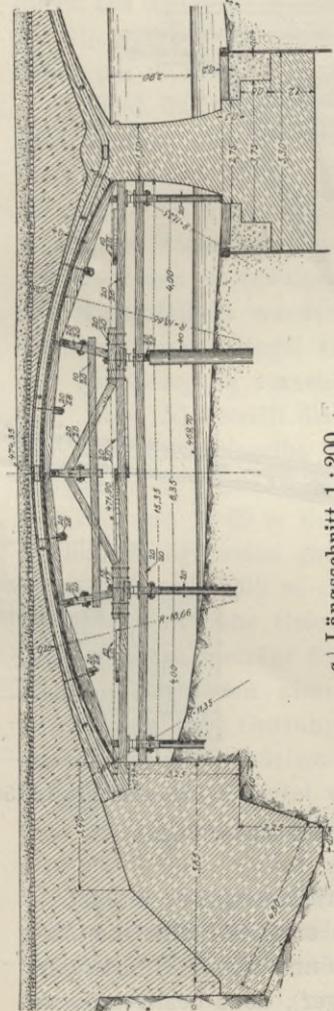
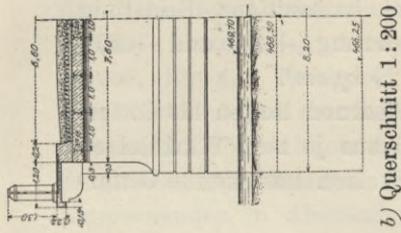
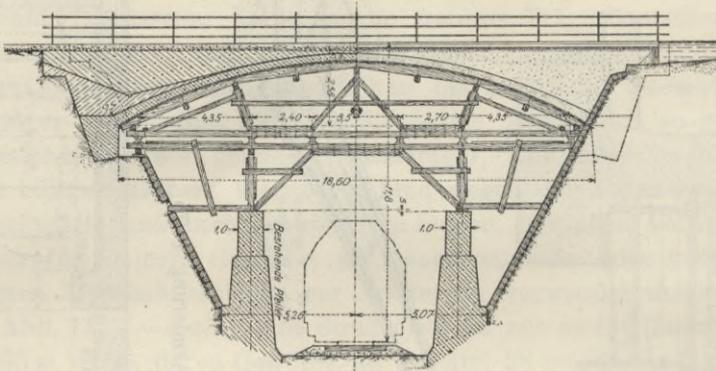


Abb. 149. Straßenbrücke in Iglau.

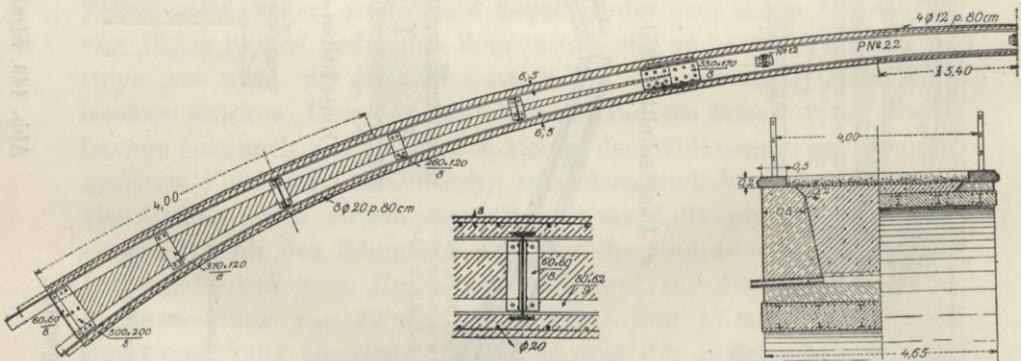
einandergebogen wurden, um daselbst die erforderliche Verstärkung des Querschnittsträgheitsmomentes zu erzielen. Der Berechnung dieser Brücke wurde eine Verkehrsbestung von 644 kg/m^2 zugrunde gelegt.

Die größte Betondruckspannung wird bei halbseitiger Belastung 19.5 kg/cm^2 , bei hinzutretender Temperaturänderung ($+ 25^0$ und $- 20^0$) erhöht sich dieselbe in den Kämpfern auf 29 kg/cm^2 .

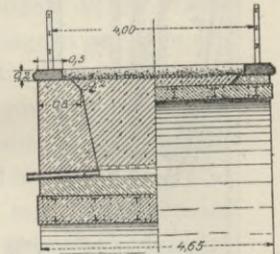
Bei stärkeren Cewölben werden die eisernen Bogen als Gitterträger ausgeführt, den Gurte in der Regel aus je zwei Winkeleisen gebildet sind, zwischen welche das aus Flacheisen bestehende Gitter-



a) Längsschnitt 1:300



c) Bogenarmierung 1:75



b) Querschnitt 1:150

Abb. 150. Wegüberführung bei Presnitz (Buschtehrader Bahn).

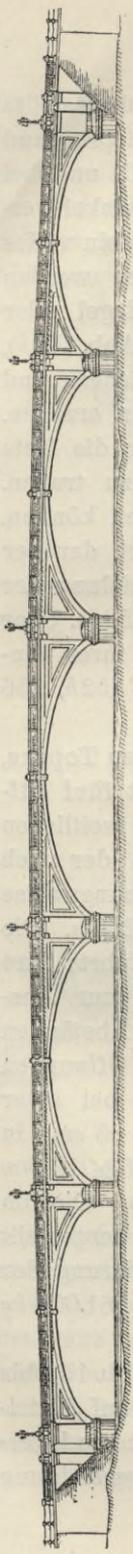
werk eingienietet wird. Um bei gleicher Querschnittsgröße ein möglichst großes Trägheitsmoment zu erreichen, empfiehlt sich die Anwendung ungleichschenkeliger Winkel. Man könnte diese Gitterträger auch ganz aus Flacheisen herstellen (Lolat-Träger), doch besitzen diese nicht jenen Grad der Steifigkeit, der für das Anhängen des Lehrgerüsts erwünscht ist. Das Gitterwerk bildet ein einfaches Dreiecksnetz und besteht aus $60 \times 8 \text{ mm}$ bis $70 \times 10 \text{ mm}$ Flacheisen. Bei Anhängen des Lehrgerüsts an die Eisenbogen wird man in

der Nähe der Anhängpunkte das Gitterwerk durch radial gestellte Winkel auszusteifen haben. Die Bogen werden in entsprechend langen, für den Transport geeigneten Stücken fertiggestellt und bei der Aufstellung an den Stoßstellen durch Bleche und Stoßwinkel verlascht (Abb. 152*b*, 155*a*). An den Kämpfern bildet gewöhnlich ein volles Stegblech den Abschluß des Gitterwerkes. Die Eisenbogen werden untereinander in Abständen von 5 bis 8 *m* durch Querriegel oder durch aus Winkeleisen hergestellte Querrahmen verbunden (Abb. 155*b*), um sie während des Betonierens gegen Ausknicken zu sichern und auch, um dadurch eine gewisse lastverteilende Wirkung zu erzielen.

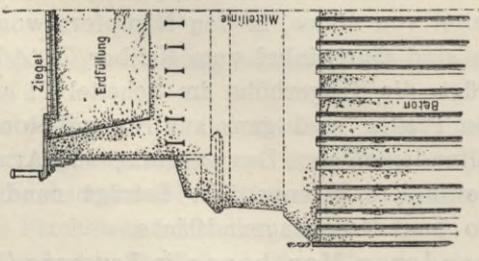
Wird das Gewölbe gelenklos ausgeführt, so ist für die feste Einspannung der Eisenbogen an den Kämpfern Sorge zu tragen. Falls daher im Kämpferquerschnitt Zugspannungen auftreten können, hat man die Eisenbogen oder zumindest deren Zuggurt darüber hinaus ins Widerlager soweit zu verlängern als es zur Erzielung der erforderlichen Haftfestigkeit notwendig ist (Abb. 150*c* und 152*b*). Über den Mittelpfeilern werden die Eisenbogen zur Erzielung ihrer Einspannung in der Regel verbunden, wofür die Abb. 151*c*, 152*b*, 156 und 158 Beispiele verschiedener Anordnungen zeigen.

Abb. 151 betrifft die Brücke über den Kansasfluß zu Topeka, Nordamerika. Dieselbe wurde 1896/97 gebaut und besitzt fünf Öffnungen, von denen die mittelste 38·10 *m* Lichtweite, die seitlichen je 33·45 und 29·69 *m* lichte Weite haben. Die Pfeilhöhen der nach Korbbogensegmenten geformten Brückenbogen sind beziehungsweise 5·71, 4·95 und 4·32 *m*. Die Breite der Brücke beträgt 12·2 *m*. Die Gewölbe sind ohne Gelenk als eingespannte Bogen ausgeführt; ihre Scheitelstärke beträgt 56 *cm*, beziehungsweise 51 *cm*. Die zur Aussteifung dienenden eisernen Bogengitterträger liegen in Abständen von 0·91 *m*. Ihre Gurtungen bestehen in den drei mittleren Öffnungen aus je zwei Winkeleisen vom Kaliber 76 × 76 × 15 *mm*, bei einer Trägerhöhe im Scheitel von 46 *cm*, in den Kämpfern von 66 *cm*; in den Seitenöffnungen sind Gurtwinkel vom Kaliber 76 × 76 × 13 *mm* verwendet und beträgt die Trägerhöhe im Scheitel 41 *cm*. Die im Kämpfer 4 *m* starken Pfeiler sind ganz aus Stampfbeton hergestellt und ruhen auf Pfahlfundamenten. Das gesamte, zur Armierung der Brückenbogen aufgewendete Eisengewicht beträgt rund 161.000 *kg* oder rund 80 *kg* pro 1 *m*² Brückengrundfläche.

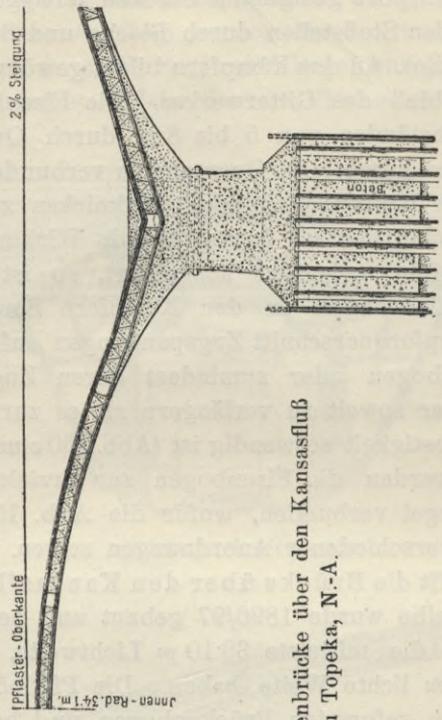
Die Brücke Chauderon-Montbenon in Lausanne (Abb. 153 bis 157) enthält sechs gleiche Öffnungen von je 28·75 *m* Weite auf Mittelpfeilern, welche in der Kämpferhöhe 3·5 *m* Stärke haben und in lagerhaftem Bruchsteinmauerwerk, im oberen Teile mit Hausteinverkleidung



a) Längenschnitt 1:1060



b) Halber Querschnitt 1:333



c) Längsschnitt 1:333

Abb. 151. Straßenbrücke über den Kansasfluß zu Topeka, N.-A.

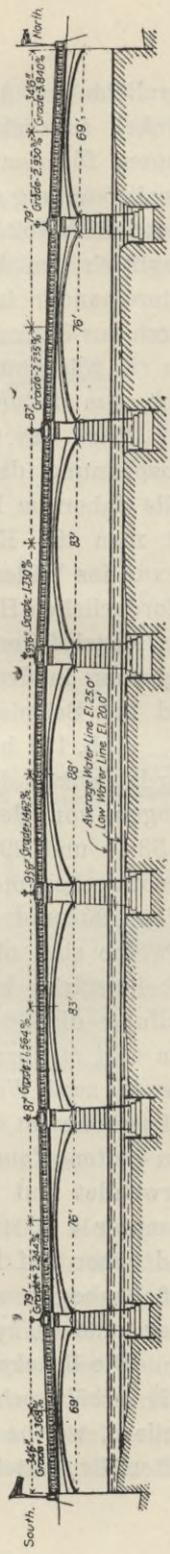


Abb. 152 a, Brücke über den Great Miami River zu Dayton N.-A. 1:935

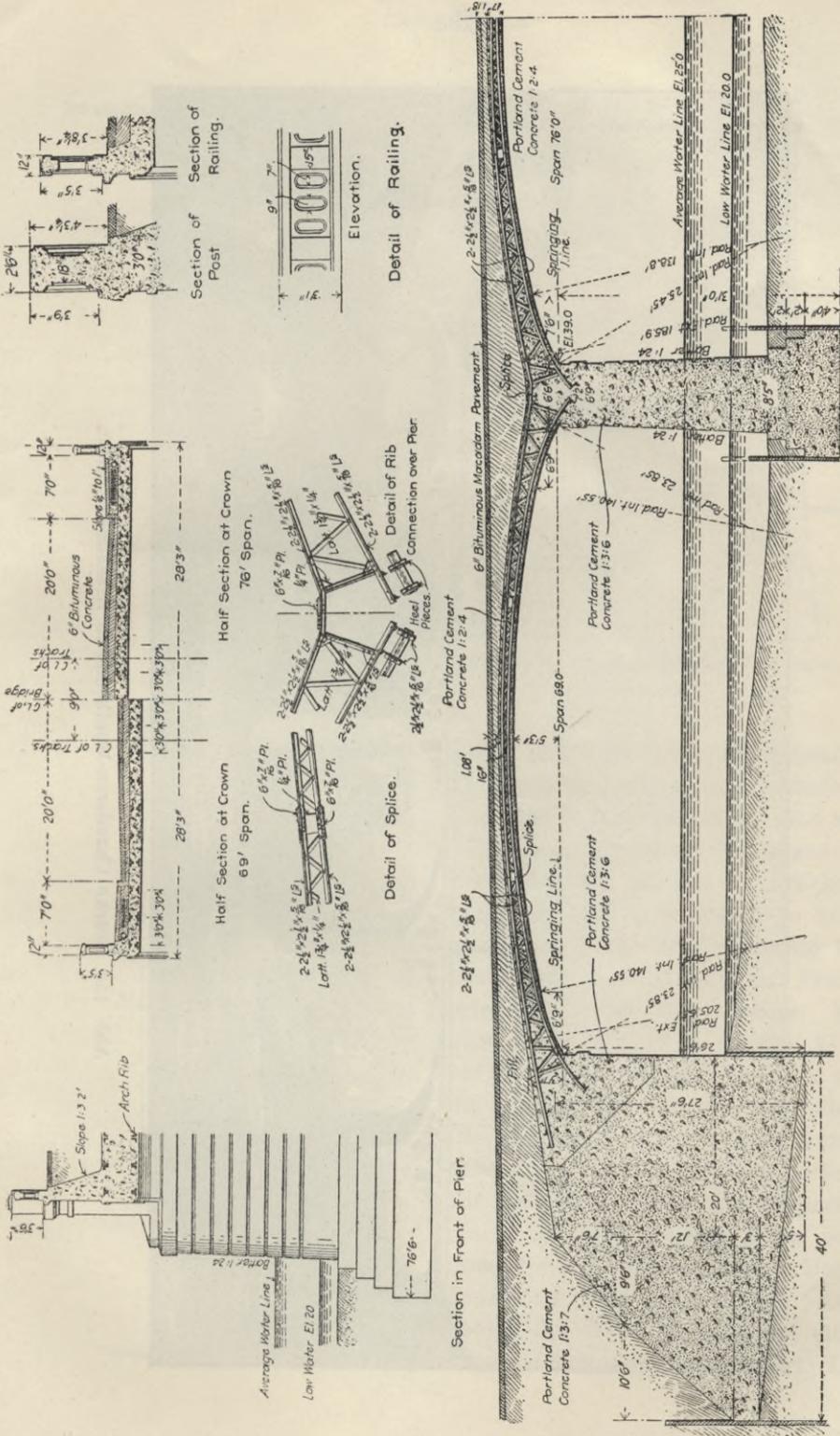


Abb. 152 b. Brücke über den Great Miami River zu Dayton, N.-A. 1:240

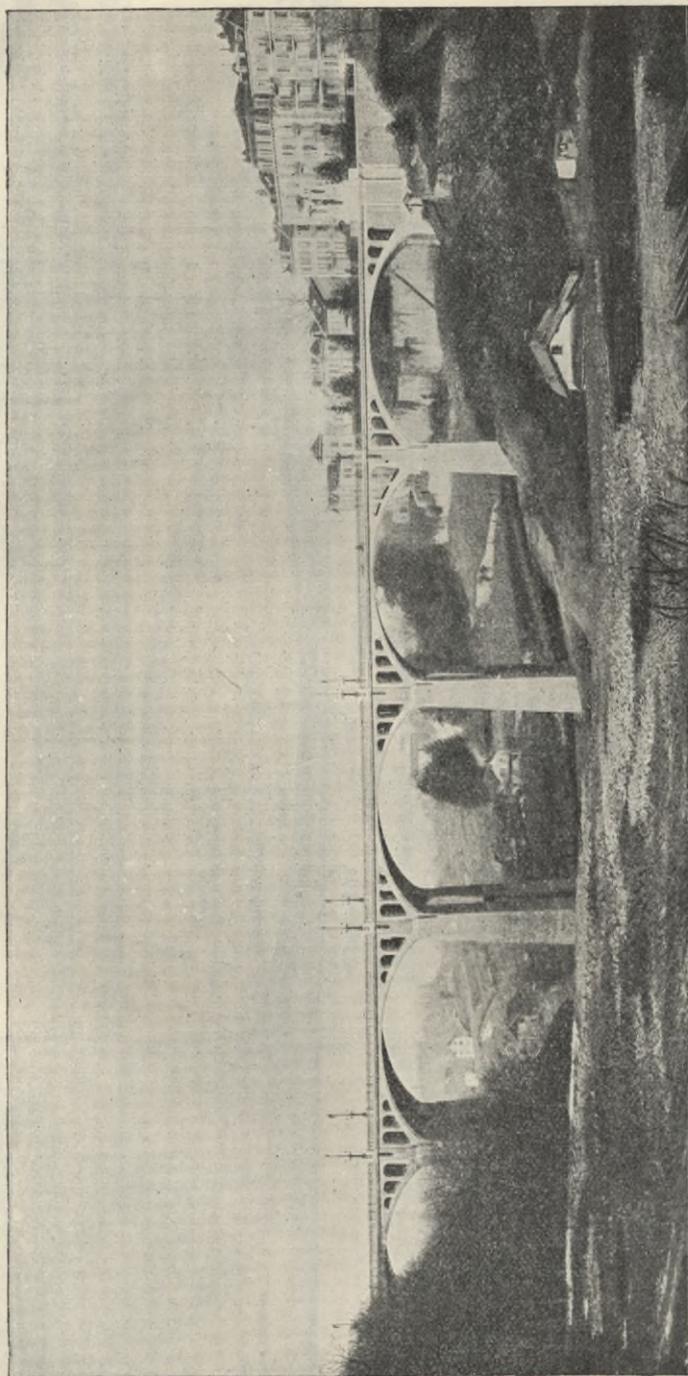


Abb. 153. Brücke Chauderon-Montbenon in Lausanne, Ansicht.

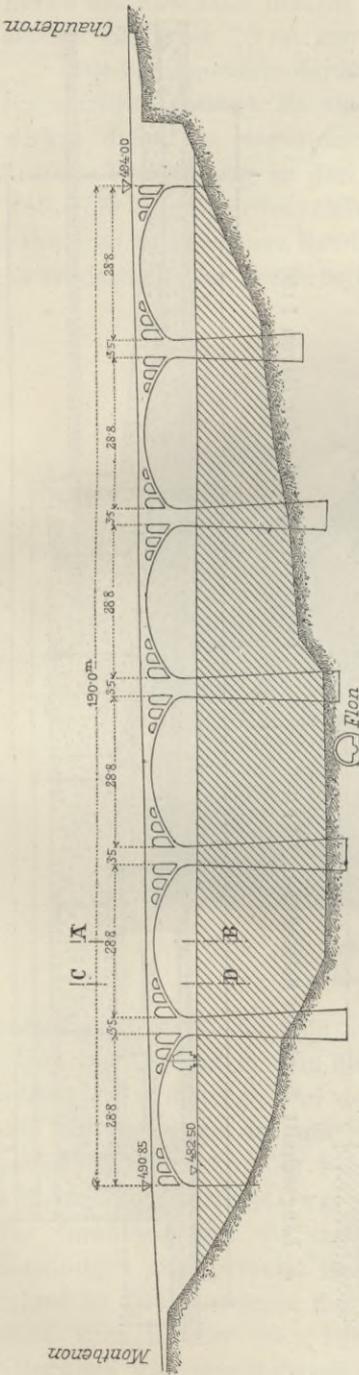


Abb. 153 a. Brücke Chauderon-Montbenon. Längsschnitt 1 : 1450.

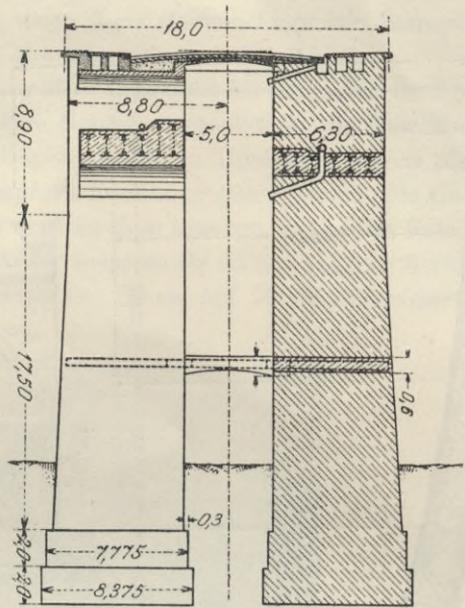


Abb. 154. Querschnitt der Chauderonbrücke.

ausgeführt und mit entsprechender Verbreiterung auf Molassefels fundiert sind. Die Brückenöffnungen sind mit Korbbogengewölben überspannt, deren Anläufe, parallel zur Brückenbahn mit 16.6‰ steigend, so hoch gelegt sind, wie es die künftig beabsichtigte Auffüllung des Thales erforderte. Die Brückenbahn hat eine Breite von 18 m, wovon 11 m auf die Fahrbahn und je 3.5 m auf die beiderseitigen Trottoirs entfallen. Die Längsteilung der Brücke wurde bereits oben (S. 229) besprochen. Die Fußwege sind mittels armierter und verankerter Platten 0.7 m weit über die Gewölbe ausgekragt. Unter denselben sind Kanäle zur Aufnahme der Gas-, Wasser- und elektrischen Leitungen ausgespart. Die

Decke der Fahrbahn besteht aus einer 7 *cm* starken Lage von Stampfasphalt auf einer 15 *cm* starken Betonunterlage (Abb. 155c).

Die Betongewölbe der Brückenöffnungen sind durch eiserne Gitterbogenträger armiert. Es sind keine Gelenke angeordnet, die Gewölbe wirken daher als eingespannte Bogen, welchem Umstande durch die kräftige Verstärkung an den Kämpfern Rechnung getragen ist. Die Gewölbe der beiden Brückenhälften sind an dem inneren, gegen die Fahrbahnmitte zu gelegenen Rande stärker belastet als an der äußeren Seite. Es ist deshalb hier die Scheitelstärke von 50 *cm* auf 75 *cm* vergrößert,



Abb. 156. Brücke Chauderon-Montbenon.
Aufstellen der Eisenbogen.

auch liegen die Eisenbogen hier näher, nämlich in 0,8 *m* Abstand, wogegen ihr Abstand in dem übrigen schwächer belasteten Teile des Gewölbes 1,0 *m* beträgt. Bei der Berechnung wurde angenommen, daß sich die Belastung des mittleren, zwischen den beiden Viadukthälften gelegenen Fahrbahnteiles beiderseits nur auf einen 1,8 *m* breiten Gewölbstreifen überträgt, was mit Rücksicht auf den Zusammenhang des Gewölbes und die lastverteilende Wirkung der zwischen den Eisenbogen angeordneten Querrahmen eine genügend ungünstige Annahme ist. Die Gurtungen der Eisenbogen bestehen aus je zwei Winkelleisen vom Kaliber $80 \times 120 \times 10$ *mm*; sie sind durch Flacheisengitterwerk und durch einzelne zur Aussteifung dienende Winkelleisen-

pfosten verbunden. Die Höhe der Bogenträger ist im Scheitel bei den äußeren Bogen 420 mm , bei den inneren 670 mm ; im Kämpfer 910 mm , beziehungsweise 1100 mm . Die Austeilung der Stöße ist eine derartige, daß jeder äußere Bogen aus zwei, jeder der inneren Bogen aus drei fertig genieteten Stücken zusammengesetzt werden konnte (Abb. 156). Die Fahrbahn stützt sich auf den Hauptbogen einer jeden Brückenöffnung mittels Sparbogen von $1\cdot8\text{ m}$ und $2\cdot0\text{ m}$ Spannweite, deren 18 cm starkes Gewölbe mit gebogenen, in $1\cdot0\text{ m}$ Abstand liegen-

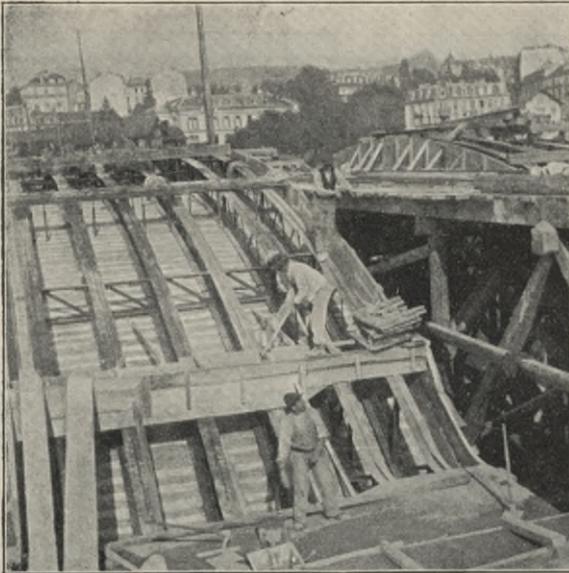


Abb. 157. Brücke Chauderon-Montbenon.
Betonierung des Gewölbes.

den Walzträgern von 12 cm Höhe armiert ist. Für die Dilatation der Fahrbahnplatte wurde durch Anordnung von Trennungsfugen über jedem Mittelpfeiler Vorsorge getroffen.

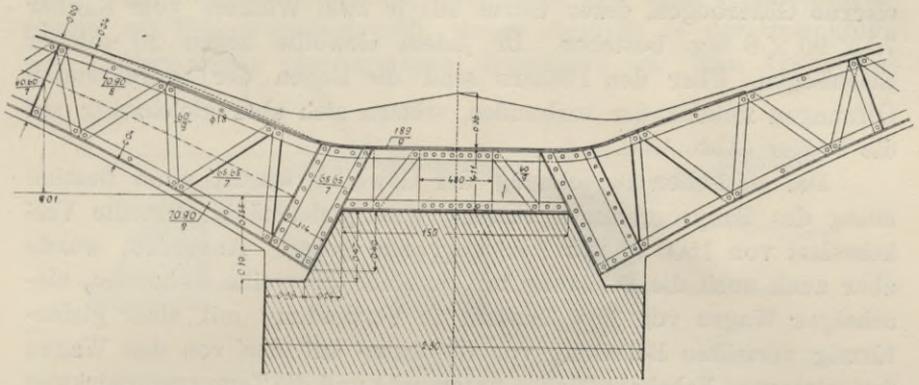
Die Berechnung der Brückenbogen wird im Anhang mitgeteilt.

Der gesamte Eisenaufwand zur Armierung der Gewölbe und der Fahrbahn betrug $297\cdot8\text{ t}$ oder rund 87 kg pro 1 m^2 Grundfläche.

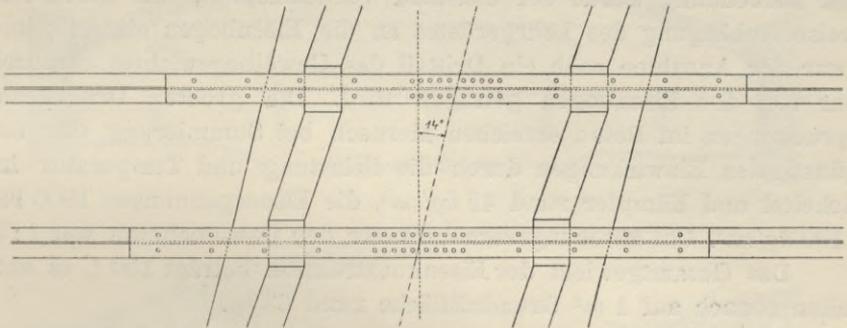
Die Brücke über den Polceverafluß bei Genua¹⁾, auf welche sich die Abb. 158 bezieht, hat fünf Öffnungen von je 21 m lichter Weite, die mit gelenklosen Bogen von $2\cdot05\text{ m}$ Pfeilhöhe überspannt sind. Die Brücke ist unter 76° schief und ihre normal gemessene Breite

¹⁾ „Technische Blätter“, 37. Jahrgang, 1906, Heft I und II.

zwischen den Gewölbstirnen beträgt 20,5 m. Die Pfeiler wurden auf eisernen Caissons pneumatisch in einer Tiefe von rund 10 m unter Null fundiert. Die Caissondecke erhielt zunächst eine Betonlage und darauf eine doppelte Hausteinschicht. Das übrige Fundamentmauer-

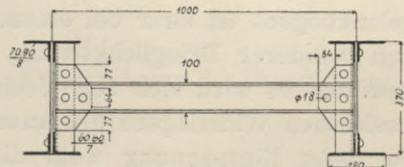


a) Schnitt am Pfeiler



b) Grundriß

Abb. 158. Brücke über den Polceverafluß bei Genua.



c) Querverbindung der Bogenrippen.

werk ist in Bruchstein, an den Außenflächen in 50 cm Stärke aus Ziegelmauerwerk ausgeführt. Oberhalb des Fundamentabsatzes, der auf Cote + 1,80 m liegt, sind die Pfeiler und Widerlager ganz aus Stampfmauerwerk (Mischung 1:6 $\frac{1}{2}$) ausgeführt. Die im Aufbau von konkaven Seitenflächen begrenzten Pfeiler haben in Kämpferhöhe

eine Stärke von nur 2·5 *m*, unterhalb des Fundamentabsatzes ist die Stärke 4·6 *m*. Die Gewölbe sind voll überschüttet und es liegt die Fahrbahn 30 *cm* über dem Gewölbscheitel. Die Gewölbstärke beträgt im Scheitel 45 *cm*, an den Kämpfern 79 *cm*. Zur Armierung dienen eiserne Gitterbogen, deren Gurte aus je zwei Winkeln vom Kaliber 70 × 90 × 8 *mm* bestehen. In jedem Gewölbe liegen 20 solcher Eisenbogen. Über den Pfeilern sind die Bogen der angrenzenden Öffnungen miteinander verbunden, stützen sich aber gleichzeitig auf die Pfeiler (Abb. 158).

Der statischen Berechnung der Gewölbe wurde, einer Bestimmung des Bauprogrammes zufolge, eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von 1500 *kg* pro 1 *m*² zugrunde gelegt. Außerdem wurde aber auch noch die Belastung mit, in einer Querreihe stehenden, einachsigen Wagen von 10 *t* Gewicht in Verbindung mit einer gleichförmig verteilten Belastung von 600 *kg/m*² auf den von den Wagen freigelassenen Fahrbahnflächen untersucht und die Temperaturwirkung mit einer Wärmeschwankung von $\pm 20^{\circ}$ in Rechnung gezogen. Bei der Berechnung wurde der Umstand berücksichtigt, daß durch teilweise Anhängung des Lehrgerüsts an die Eisenbogen ein Teil, und zwar der Annahme nach ein Drittel des Gewölbegewichtes unmittelbar von den Eisenbogen getragen wird. Die größten Druckbeanspruchungen im Beton erreichen hiernach bei Summierung der ungünstigsten Einwirkungen durch die Belastung und Temperatur im Scheitel und Kämpfer rund 42 *kg/cm*², die Eisenspannungen 1000 bis 1100 *kg/cm*². Das Mischungsverhältnis für den Gewölbebeton war 1:5.

Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion beträgt 150 *t*, es entfallen sonach auf 1 *m*² Grundrißfläche rund 63 *kg*.

Die Eisenbetonbrücken mit steifen Einlagen waren die ersten, welche mit Gelenken ausgeführt wurden. Die Anwendung des Dreigelenkbogens ist zwar bei einem Eisenbetongewölbe im allgemeinen von minderer Dringlichkeit als bei einem nicht armierten Betongewölbe, es wird sich aber doch auch hier bei flachen Bogen oder unsicheren Widerlagern die Anordnung von Gelenken empfehlen, da bei fester Einspannung wohl die Zugspannungen in den Kämpfern durch eine entsprechende Armierung aufzunehmen sind, nicht aber verhütet werden kann, daß unzulässig große Betonspannungen auftreten. Die Eisenbogen erhalten eiserne Kipplager (Abb. 161 *a*), welche zur Erleichterung der Aufstellung mit Keiladjustierung versehen sein können; die Gelenke im Betongewölbe sind in der früher besprochenen Art entweder ebenfalls als eiserne Stützlager oder in Form Köpckescher Wälzelenke unter Anwendung von natürlichen

von 33·34 *m* und einer Pfeilhöhe von 4·37 *m*. Die Form des Bogens ist der Stützzlinie für halbe Vollbelastung angepaßt, die Leibung hienach ein Korbbogen mit 37·5 *m* Krümmungsradius im Scheitel und 29·86 *m* im Kämpfer. Die Gewölbstärke beträgt im Scheitel 0·50 *m*, in der Mitte der Gewölbschenkel 0·70 *m*, an den Kämpfern 0·65 *m*. In den Bogenzwickeln sind über dem Gewölbe je drei im Halbkreis überwölbte Sparbogen von 2·25 *m* Weite angeordnet. Die Breite der Brücke zwischen den Gewölbstirnen mißt 15·2 *m*. In dieser Breite liegen 14 eiserne Gitterbogenträger, deren Gurtungen mit den Gewölbleibungen parallel laufen und aus je zwei Winkeleisen vom Kal. 90 × 90 × 13 *mm* bestehen. Zwischen den Bogen sind an vier Stellen rahmenförmige Querverbindungen. Die Gelenke der Bogen-

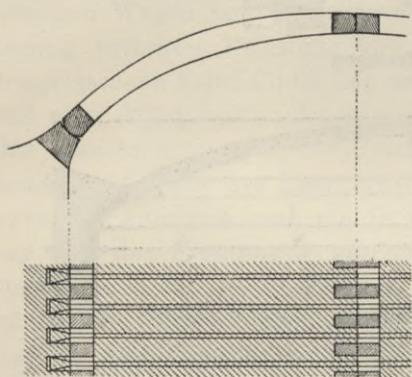


Abb. 160.

träger bilden stählerne Zapfenlager, von denen jene an den Kämpfern mittels Keilen einzurichten sind. Die Gelenke im Gewölbe werden durch Betonquader, in deren Berührungsfäche ein 10 *cm* breiter, 1½ *mm* dicker Bleistreifen eingelegt wurde, gebildet. Die Sparbogen erhielten eine Armierung aus 10 *cm* hohen gebogenen Walzträgern. Die größten Beanspruchungen im Gewölbe bei ungünstigster Belastung betragen rund 25 *kg/cm*² Druck im Beton und 650 *kg/cm*² Druck

im Eisen. Dabei wurde, der Ausführungsweise entsprechend, angenommen, daß durch Anhängung des Lehrgerüsts an die Eisenbogen das Gewicht des Betongewölbes zur Hälfte unmittelbar von den Eisenbogen getragen wird. Eisenaufwand pro 1 *m*² Grundfläche des Brückenbogens 92 *kg*, hiezu noch für die Lager 18 *kg* Stahlguß und 10 *kg* Roheisenguß.

Eine der flachest gespannten Bogenbrücken ist die 1898 erbaute Schwimmschulbrücke in Steyr (Abb. 162), bei der die Bauweise des Verfassers zum ersten Male für ein größeres Bauwerk zur Anwendung gelangte. Der Bogen hat eine lichte Spannweite von rund 42·4 *m* und eine Pfeilhöhe bei mittlerer Temperatur von bloß 2·617 *m*. Der Radius der Bogenleibung ist rund 87 *m*. Das Gewölbe ist als Dreigelenkbogen ausgeführt und beträgt seine Stärke im Scheitel 0·60 *m*, in den Kämpfern 0·70 *m*, mit einer Anschwellung in den Mitten der beiden Gewölbshälften auf 0·80 *m*. Zur Aussteifung

dienen eiserne Dreigelenk-Gitterbogenträger, die in 1 m Abstand liegen und untereinander an sechs Stellen durch Winkeleisenquerrahmen verbunden sind. Die Gurtungen der Bogenträger bestehen aus je zwei Winkeleisen $120 \times 120 \times 15$ mm mit Verstärkung durch aufgenietete Flacheisen in der Nähe der Kämpfer und Scheitelgelenke. Die Träger haben im Scheitel und an den Kämpfern 0.50 m, im Viertel der Spannweite 0.70 m Höhe. Das Gitterwerk besteht aus Flacheisen und radial gestellten Winkeleisen. Die Gelenke in den Bogenträgern sind stählerne Zapfenlager, im Gewölbe sind sie durch Betonquader mit zylindrischen Lagerflächen von etwas verschiedener Krümmung gebildet. Das Lehrgerüst war an die Eisenbogen so angehängt, daß die Hälfte des Gewichtes der Wölbung unmittelbar von diesen getragen wird. Die größten Spannungen bei ungünstigster Belastung berechneten sich mit 35 kg/cm² Druck im Beton und 1100 kg/cm² im Eisen. Die Widerlager bestehen je aus einem 12 m langen Betonklotze, dessen unter 1:3 geneigte Fundamentfläche im rechten Widerlager in festgelagerten groben Schotter gelegen ist, wogegen das linke Widerlager etwas seichter auf Fels fundiert wurde. Das Lehrgerüst war mit einer Bogenpfeilhöhe von 2.85 m aufgestellt worden. Die Scheitelsenkung während der Ausführung betrug 5 cm; unmittelbar nach dem Ablassen, welches etwas frühzeitig (nach vier Wochen) erfolgte, ergab sich eine weitere Senkung von 5 cm, doch kam das Gewölbe erst nach mehreren Wochen zur Ruhe, wobei sich die Scheitelsenkung auf 16 cm vergrößert hatte. Diese unerwartet große Senkung wurde durch eine Verschiebung der Widerlager hervorgerufen, welche bei dem gleichzeitig eingetretenen Hochwasser an ihrer flach geneigten Fundamentfläche nicht den erforderlichen Reibungswiderstand fanden. Obwohl zwar ein Ruhezustand eingetreten war und unter der Probelastung mit 460 kg/cm² die Zunahme der Scheitelsenkung nur 22 mm betrug, entschloß man sich doch, eine Verstärkung der Widerlager in der Weise durchzuführen, daß der hinter den Widerlagern befindliche Schotterboden von einer größeren Anzahl von Bohrlöchern aus mit Zementmilch infiltriert und dadurch gefestigt wurde. Näheres hierüber in der unten angegebenen Veröffentlichung¹⁾.

Die Brücke über den Schwarzafluß in Payerbach (Abb. 163) gibt ein Beispiel für einen Eingelenkbogen. Bei dem sehr flachen Stichverhältnis — 2.0 m Pfeilhöhe bei 26 m Lichtweite — war es

¹⁾ Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines 1898, Nr. 51.

zur Verminderung der Widerlagerkosten wünschenswert, den Horizontalschub des Gewölbes möglichst herabzumindern, was durch Anordnung eines an den Kämpfern kräftig verstärkten und in den Widerlagern verankerten Bogens erzielt wurde, der ein Scheitel-

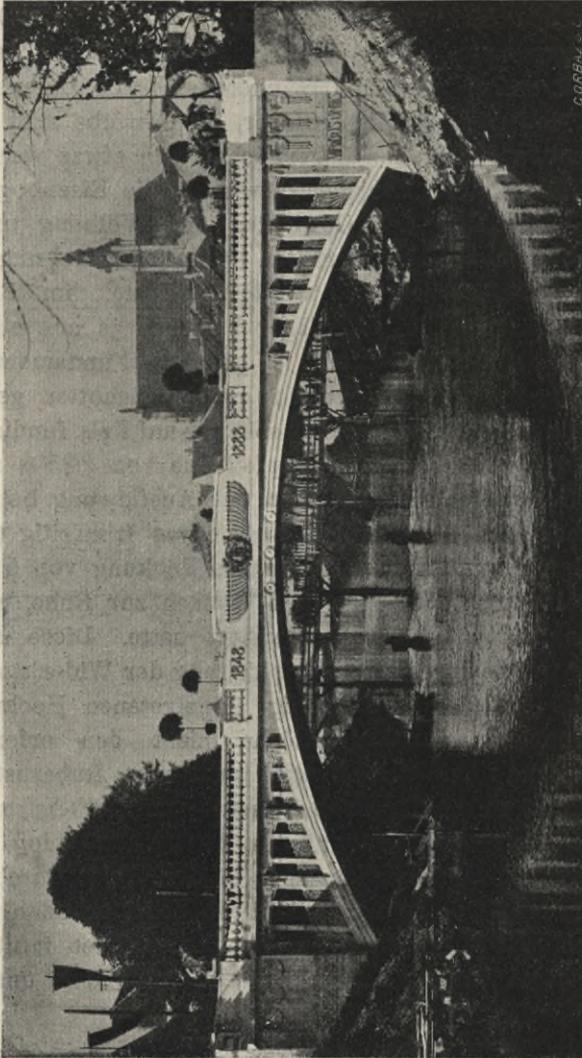


Abb. 161. Kaiser Franz Josef-Brücke in Laibach.

gelenk erhielt, um Biegungsspannungen in dem im Scheitel nur schwachen Gewölbe hintanzuhalten. Die Stärke des Gewölbes ist im Scheitel 0.45 m , in den Kämpfern 1.66 m . Zur Aussteifung des 5.5 m breiten Gewölbes dienen 5 Gitterträger, deren Gurte parallel zu den

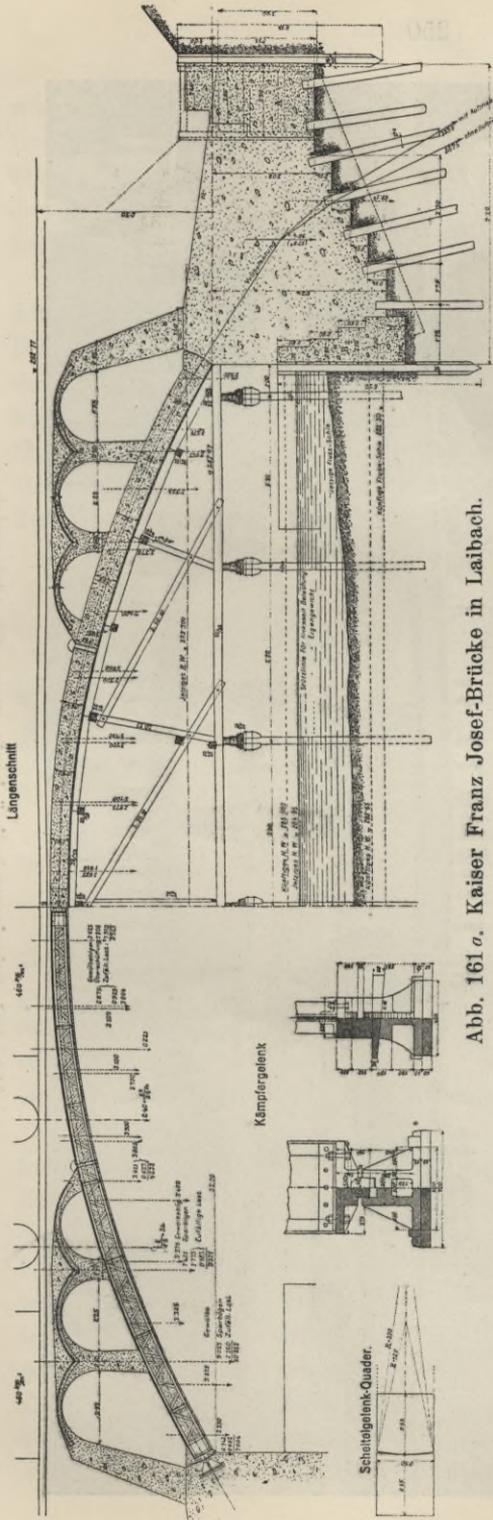


Abb. 161 a. Kaiser Franz Josef-Brücke in Laibach.

Gewölbsleibungen und von diesen 5 cm absteigend laufen und aus je zwei Winkeleisen vom Kaliber $120 \times 120 \times 13$ mm bestehen. Diese Träger sind schnabelförmig in die Widerlager hinein verlängert und hier durch zwei überlegte [-Eisen mittels je einem Paar 35 mm starker Rundeisen in den Betonklotz des Widerlagers verankert. Der Untergurt der Träger ist am Auflager derart abgebogen, daß hier eine Stützung gegen die in der Kämpferschicht angeordneten Betonquader erzielt ist. Die Brücke ist etwas schief; die eisernen Bogenträger sind daher etwas gegeneinander verschoben und an vier Stellen durch leichte Winkeleisenquerrahmen miteinander verbunden. Die Scheitelgelenke der Bogenträger sind stählerne Zapfenlager, welche mittels Keile zum Nachspannen eingerichtet sind. Das Gelenk im Gewölbe ist unter Verwendung von Betonquadern ausgeführt.

Die Spannungen wurden unter Annahme einer Verkehrsbelastung von 1000 kg/m^2 und unter der Voraussetzung, daß infolge Anhängung des Lehrgerüsts ein Drittel des Ge-

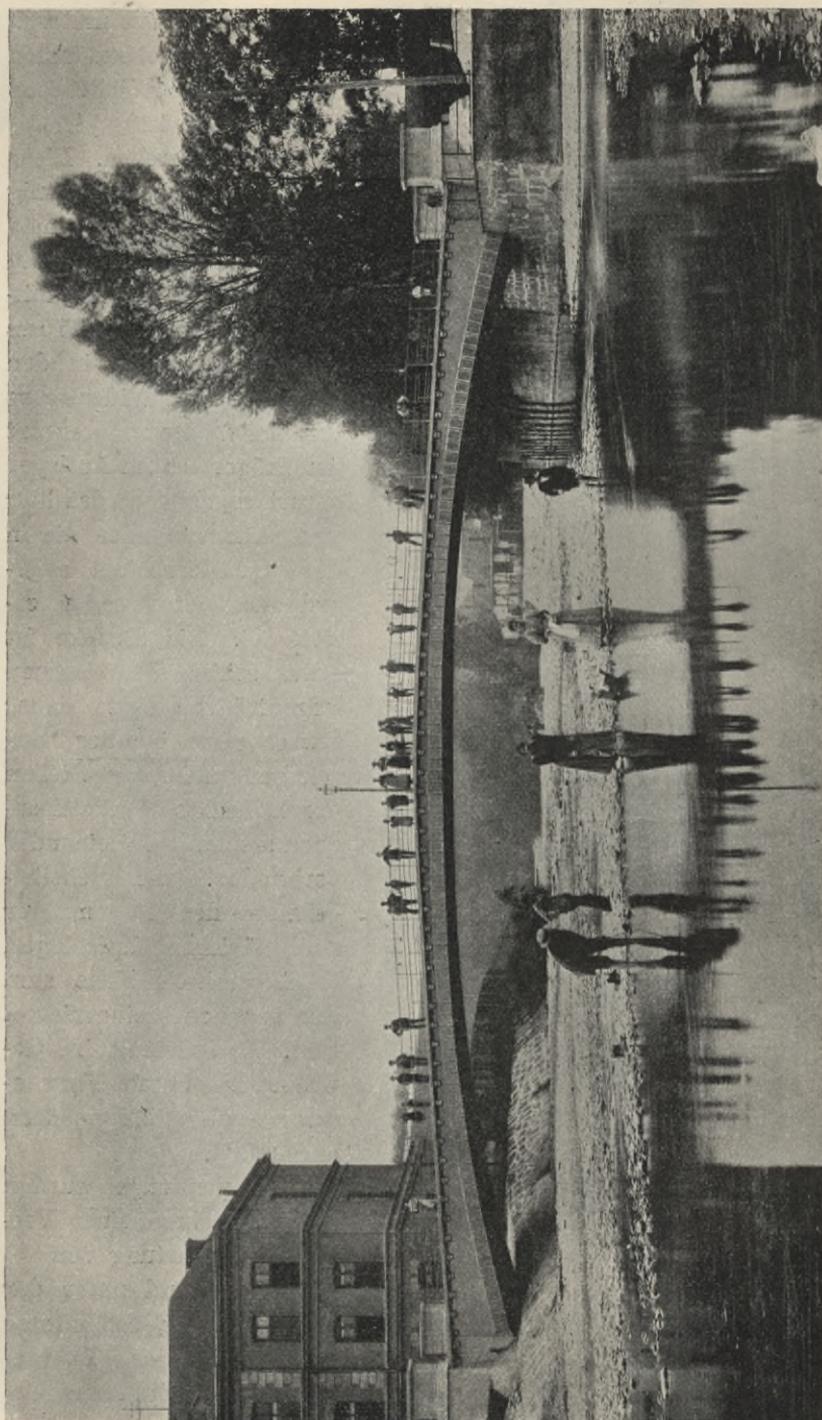


Abb. 162. Schwimmschulbrücke in Steyr, Oberösterreich.

wölbegewichtes unmittelbar vom Eisen getragen wird, mit 28 kg/cm^2 Druck im Beton, 950 kg/cm^2 Druck und 450 kg/cm^2 Zug im Eisen berechnet. Das Gewicht des verwendeten Eisens beträgt einschließlich der Verankerung und der Gelenke für 1 m^2 Grundfläche des Brückenbogens 149 kg .

Eine mit dem vorstehend beschriebenen Objekte verwandte Anordnung zeigt die von Möller projektierte Königsbrücke in Düsseldorf (Abb. 164). Auch hier lag das Bestreben vor, den Schub des ziemlich flachen Bogens — 16 m Lichtweite bei nur 1.41 m Pfeilhöhe — auf das Widerlager zu vermindern, was wieder durch ein Herabziehen der Stützzlinie an den Kämpfern, und zwar hier in statischer Bestimmtheit durch Anordnung einer Gelenkfuge im oberen Teil der Widerlager erzielt wurde. Das Gewölbe wirkt sonach

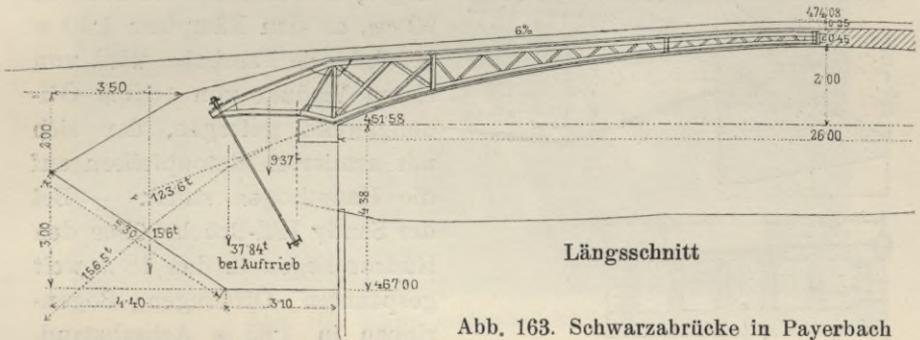


Abb. 163. Schwarzabrücke in Payerbach

als Dreigelenkbogen und es ist den im Bogenanlauf auftretenden größeren Biegemomenten durch eine entsprechende Verstärkung daselbst Rechnung getragen. Letztere ist aber nicht mit vollem Querschnitt, sondern in Form von nach oben gelegten Rippen ausgeführt, welche die gitterförmigen Aussteifungsträger enthalten, deren oberer Zuggurt wieder durch Verankerung in dem massiven Kämpferstücke festgehalten wird. Das Scheitelgelenk ist in den Eisenbogen als Zapfenscharnier ausgebildet, wogegen im Gewölbe hier wie auch in den Kämpfern 8 mm dicke Bleiplatten von 200 , beziehungsweise 250 mm Breite eingelegt sind. Die sichere Offenhaltung der 30 mm weiten Fugen bei Herstellung des Betonkörpers des Kämpferstückes ist durch Eisenbetonplatten bewirkt worden, welche im voraus hergestellt und in erhärtetem Zustande, als Schalung dienend, im Fugenabstande eingebaut wurden, wobei vorstehende Rundeisenhaken die Verbindung mit dem daran gestampften Beton herstellten.

Die Bogenbrücken mit steifer Armierung werden vorwiegend

als Vollgewölbe ausgeführt, doch können sie auch sehr wohl, wie schon die vorstehend beschriebene Brücke zeigt, eine rippenförmige Ausbildung erhalten. Ein Beispiel hierfür liefert die Straßenbrücke über den Tagliamento bei Pinzano (Abb. 192), welche drei Öffnungen mit 52 m Achsabstand der Pfeiler besitzt, die mit parabolischen Bogen von 48 m Lichtweite und 24 m Pfeilhöhe überspannt sind. Die Brücke hat bei 5 m Fahrbahnbreite vier Tragrippen, welche in geneigten Ebenen stehen, so daß die Breite am Fuße der Bogen auf 9 m vergrößert ist. Jede Tragrippe hatte 50 cm Breite, 1·0 m Scheitelstärke und 1·50 m Stärke am Kämpfer. Die äußeren Paare dieser Tragrippen sind durch eine um 50 cm vom unteren Leibungsrande abstehende Betonplatte zu einer Bogengurte vereinigt. In jeder Tragrippe

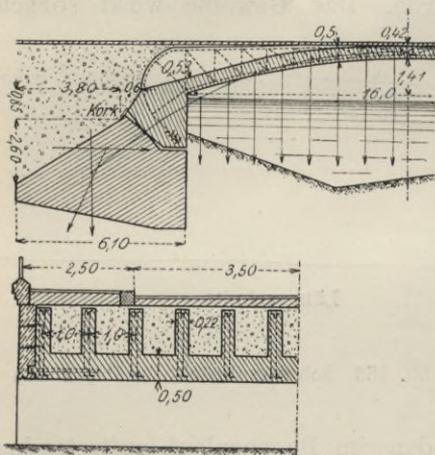


Abb. 164.

liegt ein eiserner Gitterbogen-träger, dessen Höhe im Scheitel 90 cm, an den Kämpfern 1·40 m beträgt. Die Fahrbahn wird von einem Viadukt von 10·5 m Öffnungsweite getragen, der sich mit armierten Betonpfeilern auf die Hauptbogen stützt. — Bei der Sandy Hill-Brücke über den Hudson liegen in den 18 m weit gespannten Öffnungen Bogenrippen in 1·85 m Achsabstand, deren rechteckiger Querschnitt 80 cm Breite und am Scheitel 35 cm, an den Auflagern 67 cm Höhe hat. Unter dem Straßen-

bahngeleise sind diese Maße auf 90 cm Breite und 52 cm, beziehungsweise 90 cm Höhe vergrößert. Jeder Bogen ist mit einem Eisengerippe armiert, das aus vier Winkeleisen $75 \times 62 \times 8$ mm besteht, die an allen vier Seiten mittels Flacheisen vergittert sind. Auf diesen Bogen aufsitzende 30 cm starke Betonlängswände tragen die Fahrbahn.

Es wurde bereits oben (S. 177) darauf hingewiesen, daß der Vorteil der steifen Armierung der Gewölbe — der zunächst darin gelegen ist, daß sie als normale Eisenkonstruktion regelrecht angearbeitet und aufgestellt werden kann, worauf die Betonierungsarbeiten unbehindert wie bei einer gewöhnlichen Stampfbetonbrücke durchzuführen sind — dann zur richtigen Ausnutzung kommt, wenn die Eisenbogen zur Aussteifung des Lehrgerüsts und zum teilweisen Tragen des Gewölbes herangezogen werden. Die Anhängung des Lehr-

gerüstet kann entweder mittels bügel förmiger Hängeeisen (Abb. 165 u. 166) oder mittels über die Eisenbogen gelegten Balken (Abb. 157) erfolgen, welche unter den Kranzhölzern der Lehrbögen durchgehende

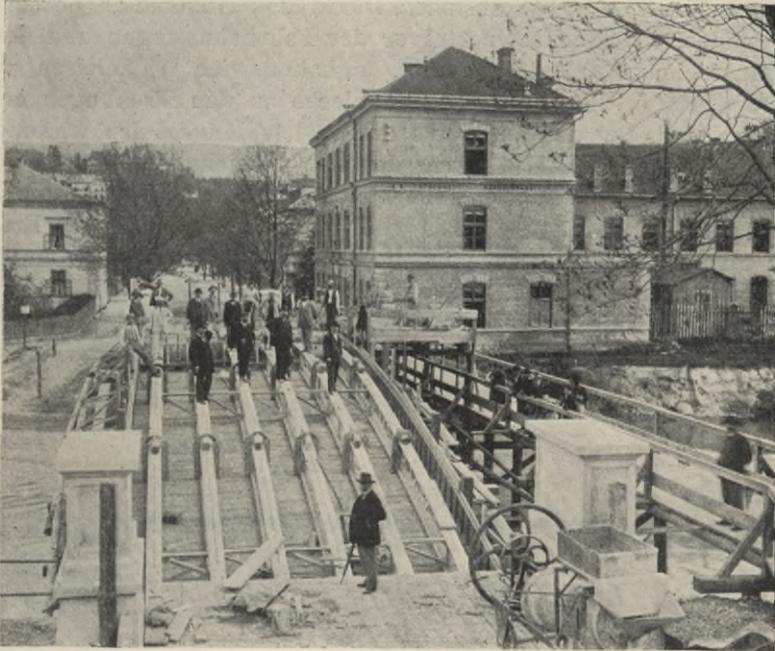


Abb. 165. Schwimmschulbrücke in Steyr.

Daraufsicht auf die Bogenrippen mit Lehrgerüstanhängung.

Unterzüge tragen. Die durch das Gewölbe reichenden Anhängestangen sind mit Holzkästchen zu umkleiden, um sie nach Vollendung und Ausrüstung des Gewölbes herausziehen zu können, worauf die Lücken mit Beton auszufüllen sind.

Ein Beispiel für steif armierte Betonbogen mit angehängter Fahrbahn gibt Abb. 167. Es betrifft eine Straßenbrücke von 24 m Lichtweite und 3·5 m nutzbarer Breite der Fahrbahn. Das Tragwerk besteht aus zwei Betoneisenbogen, die, zu beiden Seiten der Fahrbahn angeordnet, sich 5·0 m hoch über diese erheben. Die Bogen sind je 40 cm breit, im Scheitel 70 cm, an den Kämpfern 1·0 m stark mit ausgerundetem Übergang in die Widerlager, welche aus je zwei Parapetmauern bestehen, die durch eine gemeinsame, kräftige, an der Oberseite bewehrte Fundamentplatte

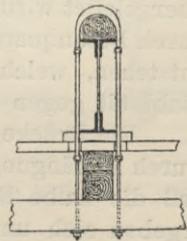


Abb. 166.

und durch eine vordere schwache Abschlußmauer verbunden sind. Jeder Tragbogen enthält einen genieteten Gitterbogenträger, dessen äußere Querränder den Leibungen des Betonbogens in 5 cm Abstand parallel laufen und dessen Gurtungen aus je zwei Winkel-eisen vom Kal. $80 \times 80 \times 8$ bestehen. Die in 3,5 m Abstand angebrachten Hängesäulen, welche die Querträger der Fahrbahn tragen und deren Betonquerschnitt 30×40 cm mißt, enthalten vier Winkeleisen vom Kal. $50 \times 50 \times 5$, die durch Einschubbleche an den Eisenbogen ange-schlossen sind. Bei der Aufnahme der in den Hängesäulen wirkenden Zugkräfte ist auf die Mitwirkung des Betons nicht gerechnet.

Die Fahrbahn zeigt die übliche Konstruktion in Eisenbeton. Die Querträger sind armierte Balken von 40 cm Höhe und 30 cm Breite, deren Armierungsrundreisen in die Hängesäulen eingebunden und zum Teil auf die unteren Abschlußbleche ihrer Eisenbewehrung ge-lagert sind. Auf die Querträger stützen sich vier durchgehende Längs-

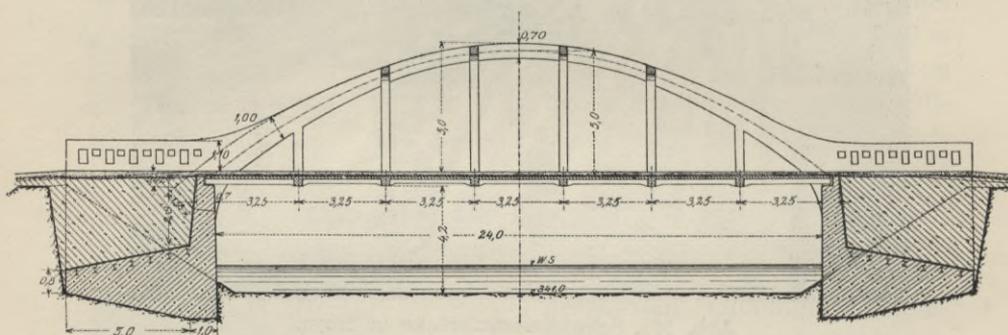


Abb. 167. Brücke über die Elbe in Arnau. a) Längsschnitt.

balken, welche die 10 cm starke Platte tragen und an den Brücken-enden auf die Abschlußmauer der Widerlager mittels eiserner Gleit-platten beweglich gelagert sind. Hiedurch wird die Dilatation der Fahrbahn ermöglicht und vermieden, daß der Bogenschub in sie übergeleitet wird. An den vier mittleren Hängesäulen sind die Bogen durch Betonquerriegel verbunden, wodurch geschlossene Steifrahmen entstehen, welche die Bogen gegen seitliches Ausknicken und ihre Stabilität gegen die wagrechten Windkräfte sichern.

Die Brücke wurde für eine Verkehrslast von 864 kg/m^2 berechnet. Durch Anhängung des Schalgerüsts an die Eisenbogen wurde erzielt, daß die halbe Bogenlast unmittelbar von diesen getragen wird; es ergeben sich unter diesen Annahmen größte Betondruckspannungen in den Bogen bei halbseitiger Belastung von 18.5 kg/cm^2 , bei hinzu-tretender Temperaturerniedrigung um 20° Druckspannungen im Höchst-wert von 35.7 kg/cm^2 und Zugspannungen von 17.2 kg/cm^2 .

Die Zusammenstellung auf S. 256 gibt die Hauptabmessungen einer Anzahl von Eisenbetonbogenbrücken mit steifer Armierung.

	Licht- oder Stützweite	Pfeilhöhe		Gelenke	Gewölbstärke		Eisenbogen		Armierung in % des Scheitel- quer- schnittes	Eisenaufwand pro 1 m ² Grundröß- fläche
		m			Scheitel	Kämpfer	Abstand	Gurt- winkel		
		m	m							
Schwimmschulbrücke in Steyr, Straßenbr. 6 m breit	42.2	2.62	3	60	70	1.0	120.120 15	2.25	146 22 (Lager)	
Kaiser Franz Josef-Brücke in Laibach, Straßenbr. 15 m breit	33.0	4.37	3	50	65	1.0	90.90 13	1.72	92 28 (Lager)	
Brücke in Payerbach, Straßenbr. 5.4 m breit	26.0	2.0	1	45	165	1.0	120.120 13	2.62	144 5 (Lager)	
Bialabrücke bei Bieltitz, Straßenbr. 15 m breit	20.0	1.46	3	40	50	1.0	70.70 10	1.30	60	
Elbebrücke bei Döberney, Straßenbr. 6 m breit	34.6	3.9	—	55	90	1.0	90.135 11	1.71	102	
Jesentabücke bei Reka, Straßenbr. 5.1 m breit	19.27	3.82	3	35	40	0.90	80.80 10	1.90	98 32 (Lager)	
Brücke Chauderon-Montbenon in Lausanne, Straßenbr. 18 m breit	28.75	—	—	50	100	0.8 — 1.0	80.120 10	1.50	87	
Polceverabrücke bei Genna, Straßenbr. 20 m breit	21.0	2.05	—	45	79	1.0	70.90 8	1.08	63	
Kansasbrücke zu Topeka, Nordamerika, Straßenbr. 12 m breit	29.72	4.32	—	51	90	0.91	76.76 13	1.57	80	
		4.96		56	99		76.76 15	1.61		
		5.75		56	99		64.64 8	0.83		
Brücke über den Miamiuß zu Dayton, Nordamerika, Straßenbr. 17 m breit	21.03 bis 26.82	zirka 1/10 Stieh	—	50.8	119	0.91	102.102 13	2.74	380	
Brücke zu Detroit, Nordamerika, Eisenbahnbr. 7 Geleise	17.07	2.90	—	46	90	0.76	—	—	—	
Brücke in Iglau, Straßenbr. 8.60 m breit	15.35	1.90	—	28	65	1.0	I Nr. 18	1.10	35	
Brücke auf Schloß Eichhorn, Straßenbr. 6.40 m breit	17.55	6.0	—	40	60	1.73	I Nr. 25	1.07	54	

II. Bogenbrücken mit schlaffen Eiseneinlagen.

Vollgewölbe erhalten nach der Bauweise Monier eine Armierung aus Rundeseisen von 15 bis 20 mm Durchmesser, welche nach der Bogenkrümmung in nahem Abstände von der Leibungsfläche gelegt sind und durch schwächere, darauf senkrecht laufende Verteilungsstäbe in ihrer Lage fixiert und zu einem Netze verbunden werden. Bei den ersten kleinen Monier-Brücken hat man ein solches engmaschiges Netz aus schwachen Stäben nur an der inneren Leibung angeordnet, wodurch aber die Zugspannungen, die in der Nähe der Kämpfer vornehmlich an der Außenseite des Gewölbes auftreten, nicht aufgenommen wurden. Bei den heutigen Ausführungen werden immer zwei Netze, je eines an der inneren und äußeren Leibung des Bogens, angewendet. Quereisen oder Bügel werden bei Netzen aus schwachen, naheliegenden Tragstäben in der Regel weggelassen, doch ist bei stärkeren Armierungseisen ihre Anbringung empfehlenswert, da erfahrungsmäßig die Druckfestigkeit des Verbundkörpers durch eine Querarmierung günstig beeinflusst wird und die bei Bogen allerdings im allgemeinen nur geringen Scherkräfte dadurch bessere Aufnahme finden.

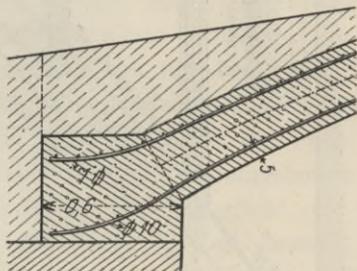
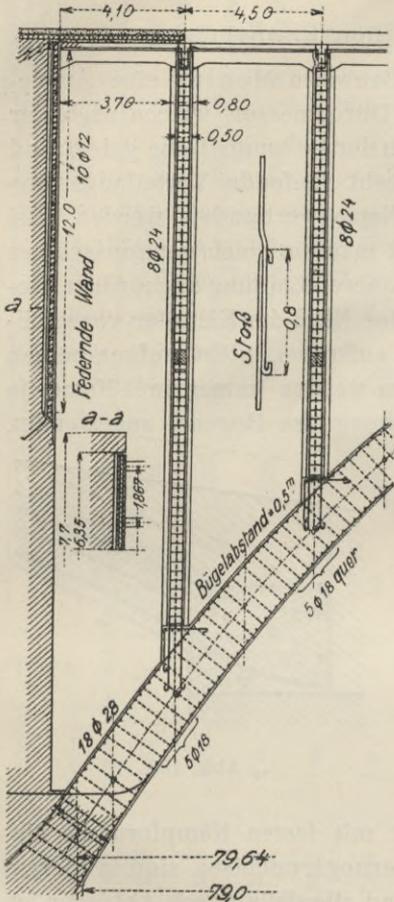


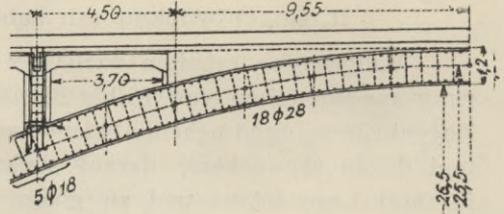
Abb. 168.

Wir finden diese Gewölbe meist mit festen Kämpfern als eingespannte Bogen ausgeführt. Die Armierungsrundeseisen sind in diesem Falle durch genügende Verlängerung und allenfalls durch Abbiegen im Widerlager zu verankern (Abb. 168) und es ist diese oberste Partie des Widerlagers in guter Betonmischung und im Zusammenhange mit der Gewölbestampfung herzustellen. Erhalten die Gewölbe eine Aufschüttung zwischen Stirnmauern, so werden letztere häufig auch in Eisenbeton mit Verankerung der an der Rückseite der Mauern liegenden Armierungseisen im Gewölbe ausgeführt. Häufiger werden aber zur tunlichsten Entlastung des Gewölbes über demselben Sparöffnungen angebracht, die mit geraden Tragwerken aus Eisenbeton auf ebensolchen Stützen überdeckt werden.

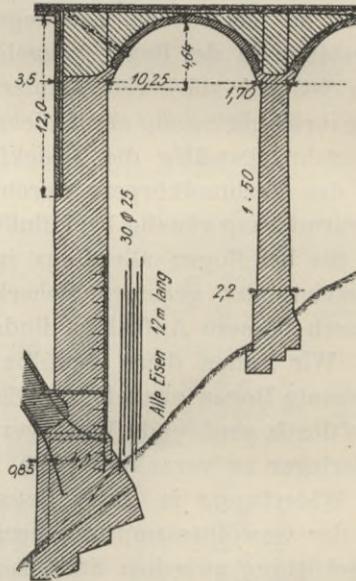
Abb. 169 gibt hierfür ein Beispiel. Sie betrifft die von Professor Mörsch erbaute Sitterbrücke (Gmündener Tobelbrücke) bei Teuffen, Appenzell, welche zu den derzeit größten Brückenbauwerken in Eisenbeton zählt. Der Hauptbogen dieser 6·9 m breiten Straßenbrücke hat eine lichte Weite von 79 m und eine Pfeilhöhe von 26·5 m.



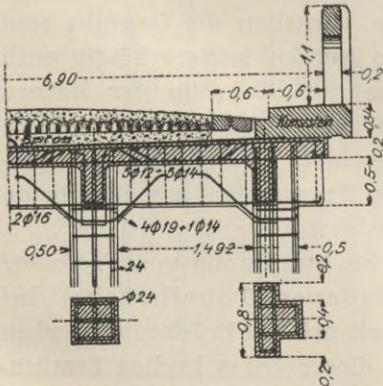
a) Fuß des Hauptbogens



b) Schnitt durch den Scheitel des Hauptbogens



d) Längsschnitt durch eine Seitenöffnung



c) Querschnitt durch die Fahrbahn

Abb. 169. Gmündener Tobelbrücke über die Sitter bei Teuffen.

Seine Stärke beträgt im Scheitel 1.20 m , an den Kämpfern 2.13 m . Er ist an den beiden Leibungen mit je 18 Rundeisen von 28 mm Durchmesser, die durch 18 mm starke Querstäbe verbunden sind, armiert. Die Stirnflächen liegen in geneigten Ebenen, so daß sich die Breite des Gewölbes von 6.5 m im Scheitel auf 7.5 m an den Kämpfern vergrößert. Die Fahrbahn liegt auf einer Plattenbalkenkonstruktion, die von in 4.5 m Abstand stehenden Eisenbetonstützen, je vier Stück in einer Reihe, getragen wird. Die inneren Stützen haben quadratischen Querschnitt, den äußeren Stützen wurde aus architektonischen Gründen ein — Querschnitt mit breiterer Ansichtsfläche gegeben.

Die Brücke wurde für eine gleichmäßig verteilte Verkehrsbelastung von 450 kg/m^2 und für die Last einer 20 t schweren Dampfwalze berechnet. Bei den angenommenen Stärken des Betonbogens wäre eigentlich eine Eisenbewehrung theoretisch nicht notwendig gewesen; man hat sie aber trotzdem angeordnet, um für den gelenklosen Bogen größere Sicherheit gegen Rißbildungen infolge Schwindens des Betons oder Nachgeben der Widerlager zu erhalten. In der Fahrbahn ist die Dilatation in der schon oben (S. 226) beschriebenen Weise durch Anordnung einer federnden Endstütze ermöglicht.

Der Gewölbebeton wurde in der Mischung 1 Teil Zement, 2 Teile Sand und 4 Teile Kies (300 kg Zement auf 1 m^3 Beton), der Widerlagerbeton in $1:3\frac{1}{2}:7$ hergestellt. Die Brücke macht mit ihrem kühn geschwungenen Bogen einen imposanten Eindruck; etwas störend und unschön wirkt es, daß die Fahrbahnnivellette nicht gerade ist, sondern daß das Gefälle der Zufahrt sich auf einer Seite noch über einen Teil der Brücke erstreckt.

Eine andere große, ebenfalls von Mörsch projektierte Eisenbetonbrücke, die Isarbrücke bei Grünwald oberhalb München (Abb. 170), erhielt schlaff armierte Dreigelenkbogen, welche zwei Öffnungen von je rund 70 m lichter Weite mit 12.5 m Pfeilhöhe überspannen. Die Bogen haben eine Stärke von 80 cm im Scheitel, 90 cm im Kämpfer und 1.20 m in der Mitte des Gewölbsschenkels. Die Gelenke sind als Stahlgelenke, die an armierte Granitbetonquader anliegen, nach Abb. 119 ausgeführt. Die Beanspruchung des Betons in den Bogen beträgt bei ungünstigster Einwirkung der Verkehrslasten bis zu 36 kg/cm^2 , Zugspannungen treten rechnermäßig nicht auf. Die Eisenbewehrung der Bogen, welche aus, an der inneren und äußeren Leibung in 1 m Abstand liegenden, 28 mm Rundeisen besteht und sonach nur 0.16% des Scheitelquerschnittes beträgt, hätte sonach bei Zulassung etwas höherer Betondruckspannungen entfallen können,

sie dient aber zur wertvollen Erhöhung der Sicherheit gegen allfällige Stützlinienverschiebungen, die sich in dem schlanken Bogen auch bei nur ganz geringem ungleichmäßigen Nachgeben des Lehrgerüsts herausstellen müssen. Der Beton für die Gewölbe wurde im Verhältnis 1 Teil Zement, 2 Teile Sand und 4 Teile Kies gemischt. Probewürfel von 30 cm Seitenlänge ergaben nach vierwöchentlicher Erhärtung im Mittel 255 kg/cm² Druckfestigkeit. Die Betonierung er-

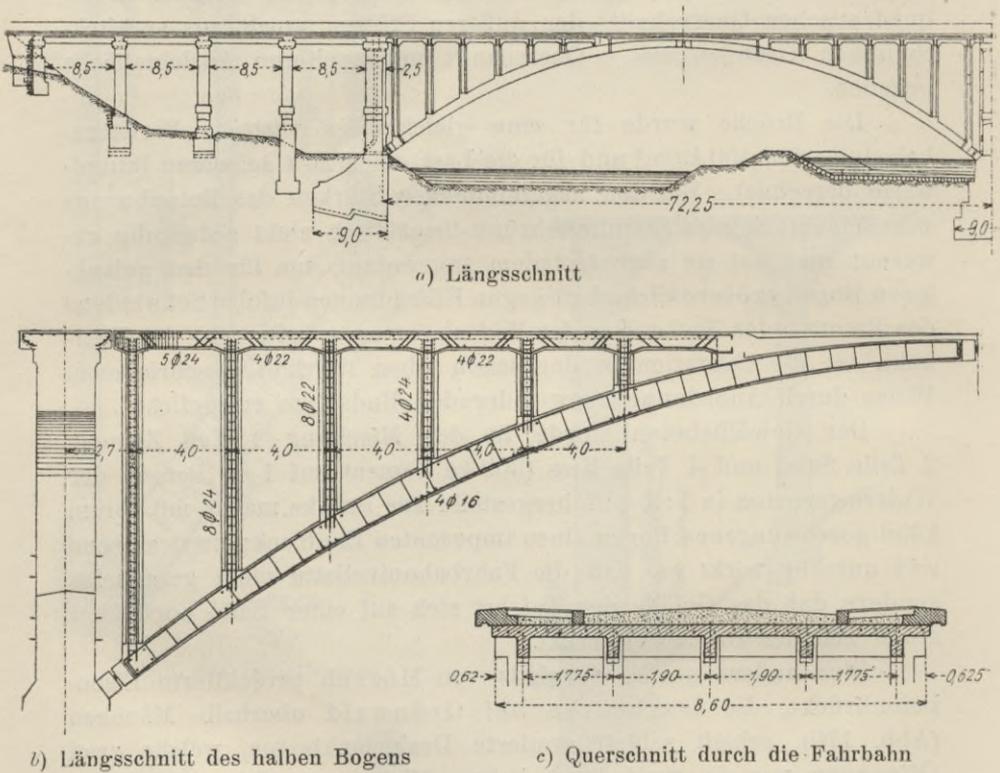


Abb. 170. Isarbrücke bei Grünwald.

folgte in einzelnen, über das Lehrgerüst möglichst gleichmäßig verteilten Streifen, und der Schluß wurde an mehreren Stellen gleichzeitig vorgenommen.

Von den überaus zahlreichen in Monier-Bauweise ausgeführten Straßenbrücken sei hier noch die Ybbsbrücke in Waidhofen besprochen. Diese enthält einen Bogen von 41 m Lichtweite, an die sich durch einen 4 m starken, einseitig mit Eisen armierten Zwischenpfeiler getrennt ein kleinerer Bogen von 21 m lichter Weite anschließt. Der

große, nach der Drucklinie für halbe Vollbelastung geformte Bogen hat bei 8 m Pfeilhöhe eine Stärke am Scheitel von 40 cm, am Anlaufe von 60 cm. Auf ihn stützt sich mittels Betonpfeiler die von 2·10 m weit gespannten, 7 cm starken Moniergewölben getragene Fahrbahn. Die Überschüttungshöhe beträgt 58 cm. Um trotz der mit 1·9% ansteigenden Fahrbahn eine symmetrische Bogenbelastung zu erhalten, sind die Tragpfeiler der Sparbogen mit verschieden großen Aussparungen versehen, so daß die Gewichte der symmetrisch gelegenen Pfeiler gleich sind. Der Bogen enthält zwei Rundeisennetze; in jedem liegen auf 1 m Gewölbbreite 14 Tragstäbe von 14 mm Durchmesser, die durch 7 mm starke Verteilungsstäbe, im unteren Netz 12, im oberen 8 Stück auf 1 m, verbunden sind. Die Gewölbbreite ist 6·18 m. Bei der Ausführung wurde das untere Netz im ganzen auf der Schalung fertig vorbereitet und durch untergelegte Kiesstücke in die richtige Lage gebracht. Die Betonierung des Bogens, die in einem Zuge während eines Tages durchgeführt wurde, erfolgte in fünf je ungefähr 1·2 m breiten Längsstreifen und dementsprechend war auch das obere Netz in fünf solchen Streifen vorbereitet, von denen drei an den dem Beginn der Arbeit abgewendeten Gewölbsrand übereinander, durch entsprechende Holzunterlagen getrennt, auf der Schalung gelagert, die beiden übrigen seitlich auf dem Laufgerüst aufgestellt waren. Zunächst wurde der erste Gewölbstreifen bis zur Höhe des oberen Netzes aufbetoniert, hierauf der oberste auf der Schalung deponierte Netzstreifen aufgebracht und die Betonierung vervollständigt. Sodann wurde der Teil 2 und ebenso Teil 3 in gleicher Weise fertiggestellt. Die Teile 4 und 5 wurden dann in Einem hergestellt und mit den beiden auf dem Laufgerüst stehenden Netzstreifen versehen. Während des Aufbetonierens wurden die Anschlußflächen der Streifen mit feuchten Säcken abgedeckt und vor Betonierung des nächsten Streifens aufgeraut und mit Zementwasser befeuchtet.

Die Armierung des großen Bogens beträgt 1·1% des Scheitelquerschnittes. Das gleiche Armierungsverhältnis ist auch für den 21 m weiten Bogen, dessen Scheitelstärke 25 cm ist, angewendet. Der Eisenaufwand, ohne Sparbogenarmierung, beträgt rund 45 kg/m² Grundrißfläche.

Eine derzeit im Bau befindliche Straßenbrücke über die Moldau in Prag erhält in den auf der Hetzinsel stehenden Brückenöffnungen Eisenbetongewölbe von 17·85 m lichter Spannweite mit 2·81 m Pfeilhöhe. Die Scheitelstärke beträgt 35 cm, die Kämpferstärke 70 cm. Die Gewölbe sind voll, im Scheitel 65 cm hoch, überschüttet. Die Armierung

besteht aus zwei Netzen, deren Tragstäbe aus 20 mm Rundeisen so angeordnet sind, daß die Abstände 10 cm, 10 cm und 25 cm alternieren. Die 15 mm Verteilungsstäbe liegen in 25 cm Entfernung. Die beiden Netze sind durch Bügel aus 7 mm Rundeisen verbunden. Nach Fertigstellung des Eisengerippes erfolgt die Betonierung in 5 Streifen, und zwar werden gleichzeitig die beiden Kämpferstreifen, dann der Scheitelstreifen und schließlich die beiden Streifen in den Gewölbschenkeln betoniert. Durch die Anordnung der 25 cm weiten Netzfelder ist das Einbringen und Stampfen des Betons, dessen Mischungsverhältnis 1:4 ist, wesentlich erleichtert. Die anschließenden Stromöffnungen erhalten Dreigelenkbogen in Stampfbeton.

Auch unter Eisenbahngleisen sind Moniergewölbe zur Ausföhrung gebracht worden, zunäcst wohl nur in Nebenbahnen (Bröcke über die Leinsitz der niederösterreichischen Waldviertelbahn, Öffnungsweite 20 m, Scheitelstärke 36 cm, Kämpferstärke 50 cm) oder für kleine Spannweiten (Bröcken bei Koblenz 9·8 m und 11·4 m Spannweite), neustens aber auch in Vollbahnen mit grööeren Spannweiten (Eisenbahnbröcke über den Rino, 27·2 m Lichtweite, 4·8 m Pfeil, Scheitelstärke 60 cm, Kämpferstärke 110 cm, zwei Armierungsnetze aus 25 mm Rundeisen, Armierungsziffer für den Scheitelquerschnitt 2·29%). Ein bedeutenderes Bauwerk dieser Art ist auch die Eisenbahnbröcke über die Prinzregentenstraße in Wilmersdorf bei Berlin¹⁾ (Abb. 171). Diese erhielt ein mit drei Gelenken ausgeföhrtes Eisenbetongewölbe von 24·4 m Stützweite und 2·08 m Pfeilhöhe. Die Gewölbstärke ist im Scheitel 0·40, an den Kämpfern 0·65, im Gewölbschenkel 0·75 m. Zur Armierung dient ein oberes und unteres Netz aus 23 mm Rundeisen, und zwar liegen in jedem Netze auf 1 m Gewölbbreite 8 Stäbe, im mittleren Teile des Gewölbschenkels 10 Stäbe und 10 mm starke Verteilungsstäbe in 35 cm Abstand. Beide Netze sind durch gitterförmig geföhrte 5 mm starke Drähte verbunden. Die Gelenke sind eiserne Zapfenlager nach Abb. 129 und bestehen aus 0·5 m langen dicht nebeneinander liegenden Stöcken. Vor dem Einbringen des Betons wurden beide Netze ausgelegt und zu einem festen Gerippe abgebunden, wobei das obere Netz durch Stangen gegen das untere abgestützt wurde. Über den Gelenken wurde eine abgleichende Betonschicht mit Aussparung einer Gelenkfuge aufgebracht, worüber zur Abdichtung Elastikpappe und ein schleifendes Kupferblech gelegt wurde. Im Scheitel ist diese Abgleichschicht mit 1:45 abgedacht. Das Gewölbe ist voll überschüttet, jedoch beträgt die Überschüttungshöhe im Bogenscheitel bloß 40 cm. Der Beton wird im Gewölbe im

¹⁾ Zeitschrift für Bauwesen 1908, Heft I—III.

Kahn Rechteckeisen mit bügelartigen unter 45° abgebogenen Ansätzen usw.

Von der Armierung mit Moniernetzen macht auch das System des Schweizer Ingenieurs Maillard Anwendung. Dasselbe ist dadurch gekennzeichnet, daß ein verhältnismäßig schwaches, bloß an der Unterseite mit einem Rundeisennetz armiertes Vollgewölbe durch Längswände und allenfalls auch durch diese aussteifende Querwände aus Eisenbeton mit der Fahrbahnplatte zusammenhängt (Abb. 172). An den Kämpfern und im Scheitel sind Bleigelenke angeordnet und es sind Fahrbahnplatte und Längswände von den Widerlagern oder Pfeilern durch Trennungsfugen geschieden. Man hat es hier sonach mit einem Bogentragwerk mit rahnenförmigem Querschnitte zu tun,

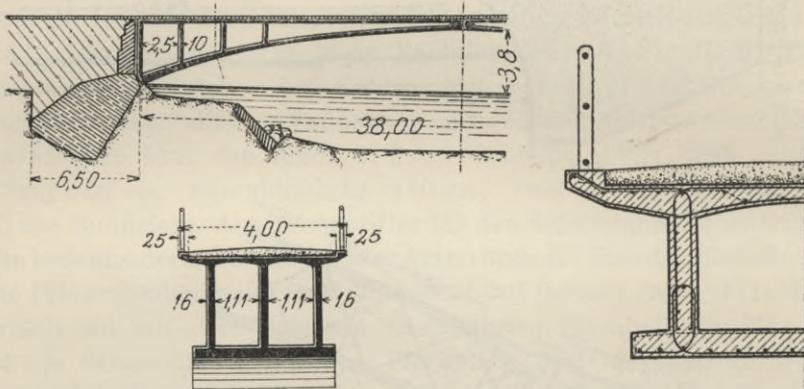


Abb. 172. Innbrücke bei Zuoz.

dem auch bei geringen Wandstärken große Steifigkeit entspricht. Ausgeführt bei der Innbrücke bei Zuoz (38 m Spannweite) und bei dem Rheinsteg zu Tavanasa (51 m Spannweite).

Bei den Eisenbetonbogenbrücken nach der Bauweise Hennebique finden wir analog den geraden Tragwerken immer Rippen ausgebildet, welche die aus stärkeren Rundeisen bestehende Armierung enthalten. Es lassen sich dabei dreierlei Anordnungen unterscheiden:

a) Der Querschnitt des Gewölbebogens besteht aus einer auf die ganze Brückenbreite durchgehenden Platte, welche durch nach unten vortretende Rippen von rechteckigem Querschnitt verstärkt ist. Die Fahrbahn erhält eine besondere Plattenbalkenkonstruktion, welche durch auf das Gewölbe in der Achse der Verstärkungsrippen aufgestellte Ständer getragen wird (Abb. 173). Beispiele: Sillbrücke bei Innsbruck u. a. Da aber beim eingespannten Gewölbe in der

Nähe der Kämpfer an der Oberseite Zug, an der Unterseite Druck auftritt, so wäre es richtiger, die Verstärkungsrippen der Bogenplatte mit ihren Zugeisen nach oben zu legen. Diese Querschnittsanordnung zeigt die von Considère projektierte Bogenbrücke zu Avranches, welche ein Schmalspurgeleis trägt und bei der das nach oben durch Rippen verstärkte Gewölbe, wie auch die die Fahrbahn tragenden Stützen aus spiral umschnürten Beton hergestellt wurden.

b) Das Tragwerk besteht aus bogenförmigen Rippen in Verbindung mit einer geraden, die Fahrbahn unmittelbar tragenden Platte (Abb. 174). Dieser aus den geraden Plattenbalken Hennebiques hervorgegangenen Konstruktionsform mit festem Anschluß der Rippen an die Widerlager entspricht in der Regel eine verminderte Bogenwirkung, da infolge der stark verschiedenen Querschnittsträgheitsmomente in der Mitte und am Auflager der Träger und noch mehr infolge der bei den diesbezüglichen Ausführungen meist unstarren Widerlager der Bogenschub beträchtlich herabgemindert wird, so daß das Tragwerk eigentlich eine Mittelform zwischen einem Bogen und einem eingespannten Balken darstellt. Die damit verbundene Unbestimmtheit und Unsicherheit der Berechnung muß als ein Nachteil hervorgehoben werden.

c) Das Tragwerk der Brücke ist in einzelne Eisenbetonbogen aufgelöst, die rechteckigen Querschnitt haben und auf welche sich die Fahrbahn entweder mittels schwacher Betonlängswände oder häufiger mittels Eisenbetonpfeiler stützt oder an die sie mit Eisenbetonhängesäulen angehängt ist. Derartige Tragwerksanordnungen sind bereits auch oben bei den Bauweisen mit steifer Armierung besprochen worden.

Gegenüber den Vollgewölben haben die Einzelbogen den Vorteil, daß ihr Eigengewicht, namentlich bei größeren Spannweiten, etwas vermindert ist, denn der Querschnitt der Einzelbogen wird wohl eine größere Höhe erhalten müssen, als für die Stärke eines Vollgewölbes notwendig wäre, das Bogenvolumen im ganzen aber doch geringer ausfallen. Zieht man jedoch die notwendigen Querabsteifungen und die höheren Schalungskosten in Rechnung, so wird mit dieser Anordnung nicht immer ein wirtschaftlicher Gewinn verbunden sein.

Ein Beispiel für eine derartige Tragwerksanordnung gibt die

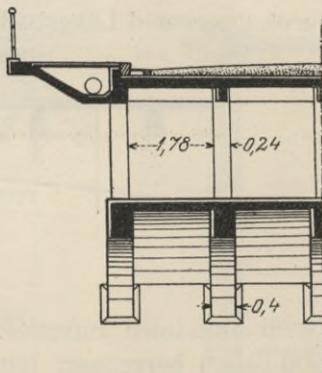


Abb. 173.

Straßenbrücke bei Pymont über die Rhone (Abb. 175). Diese enthält drei mit Kreissegmentbogen überspannte Öffnungen von je 51.5 m Lichtweite. Die bloß 3.74 m breite Brückenbahn wird in jeder Öffnung von zwei gelenklosen Eisenbetonbogen von 2.30 m Achsabstand getragen, welche je 40 cm breit sind und sich knapp vor dem Auflager auf 75 cm verbreitern. Ihre Höhe beträgt im Scheitel 60 cm , an den Auflagern 100 cm . Diese Bogen sind am Scheitel durch eine am oberen Rande, an den Kämpfern durch eine am unteren Rande liegende 15 cm starke Eisenbetonplatte auf eine gewisse Länge verbunden, wie die Querschnitte Abb. 175 *b* und *c* zeigen, außerdem noch an vier Stellen durch Querriegel abgestrebt. Zur Armierung der Bogen dienen an dem die Verbindungsplatte tragenden Querschnittsrände vier 25 mm Rundeisen, an dem freien Rande acht 30 mm Rundeisen. Die Fahrbahn besteht aus einer 10 cm starken Eisenbetonplatte, welche durch Quer- und Längsbalken getragen wird, die wieder auf schwachen

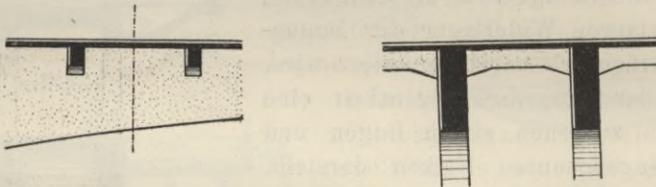


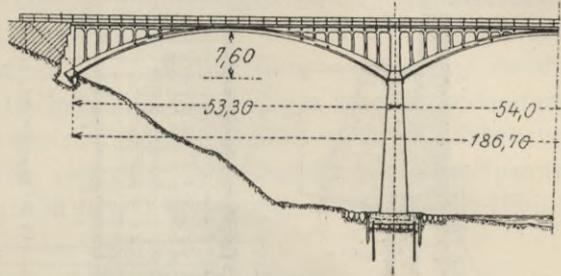
Abb. 174.

Eisenbetonsäulen aufrufen. Die Brücke ist nur für leichte Belastung (200 kg/m^2) berechnet; immerhin werden die Beton- und Eisensparnungen in den Bogen ziemlich beträchtlich.

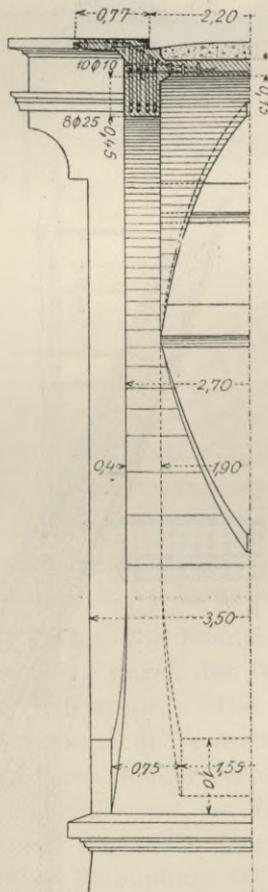
Eine ähnliche Anordnung wie die Brücke zu Pymont zeigen zwei Brücken auf der ungarischen Lokalbahn Fogaras—Kronstadt. Die größere derselben enthält eine durch zwei Bogengurte von je 0.6 m Breite überspannte Öffnung von 60 m Weite. Der Bogenpfeil beträgt 21.4 m , die Höhe der Bogen im Scheitel 1.35 m , an den Kämpfern 3.20 m . Die beiden Gurte, die in 3 m Abstand liegen und auf Eisenbetonstützen die aus Quer- und Längsbalken bestehende Fahrbahn tragen, sind durch eine Anzahl Querriegel verbunden. Der Berechnung wurde als Verkehrslast ein Belastungszug aus zwei vierachsigen Lokomotiven und zweiachsigen Güterwagen mit je 12 t Achsdruck, deren lotrechte Einwirkung für die Fahrbahnträger noch mit dem Stoßfaktor $\mu = 1.5 + 0.0007(20 - l^2)$ multipliziert wurde, ferner Winddruck, Bremskräfte und eine Temperaturänderung von $\pm 25^\circ$ zugrunde gelegt. Die größte Betondruckspannung in den Bogen beträgt 50 kg/cm^2 , die Eisenspannung 1200 kg/cm^2 .

Die Anordnung von Einzelbogen in Form zweier zu beiden Seiten der Fahrbahn liegender Tragwände ist dann nicht zu vermeiden, wenn bei beschränkter Konstruktionshöhe der Scheitel der Bogen über die Fahrbahn gelegt werden muß. Die Fahrbahn ist in diesem Falle mit ihren Querträgern an die Bogen anzuhängen. Letztere geben ihren Schub an die Widerlager ab oder es wird dieser durch eine die Bogenfüße in Fahrbahnhöhe verbindende Zuggurte aufgenommen. Die Bogenträger können dabei entweder als eingespannte oder als Gelenkbogen ausgeführt sein. Nachstehend werden einige Beispiele für derartige Anordnungen gegeben.

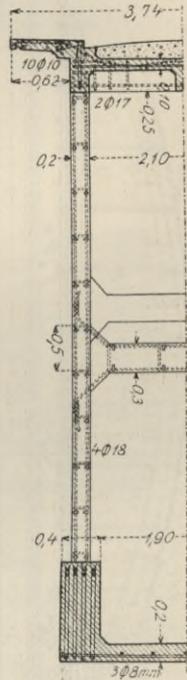
Die Eisenbahnbrücke über die Rhone bei Chippis (Abb. 176) ist zur Überführung eines Eisenbahngleises bestimmt, auf dem 30 t schwere Lokomotiven und Lastwagen verkehren. Die lichte Weite zwischen den Widerlagern beträgt 59 m. Die beiden Tragbogen, welche in ihrer Achse 60,4 m Stützweite und 9,15 m Pfeilhöhe haben, erheben sich 7,25 m



a) Längsschnitt



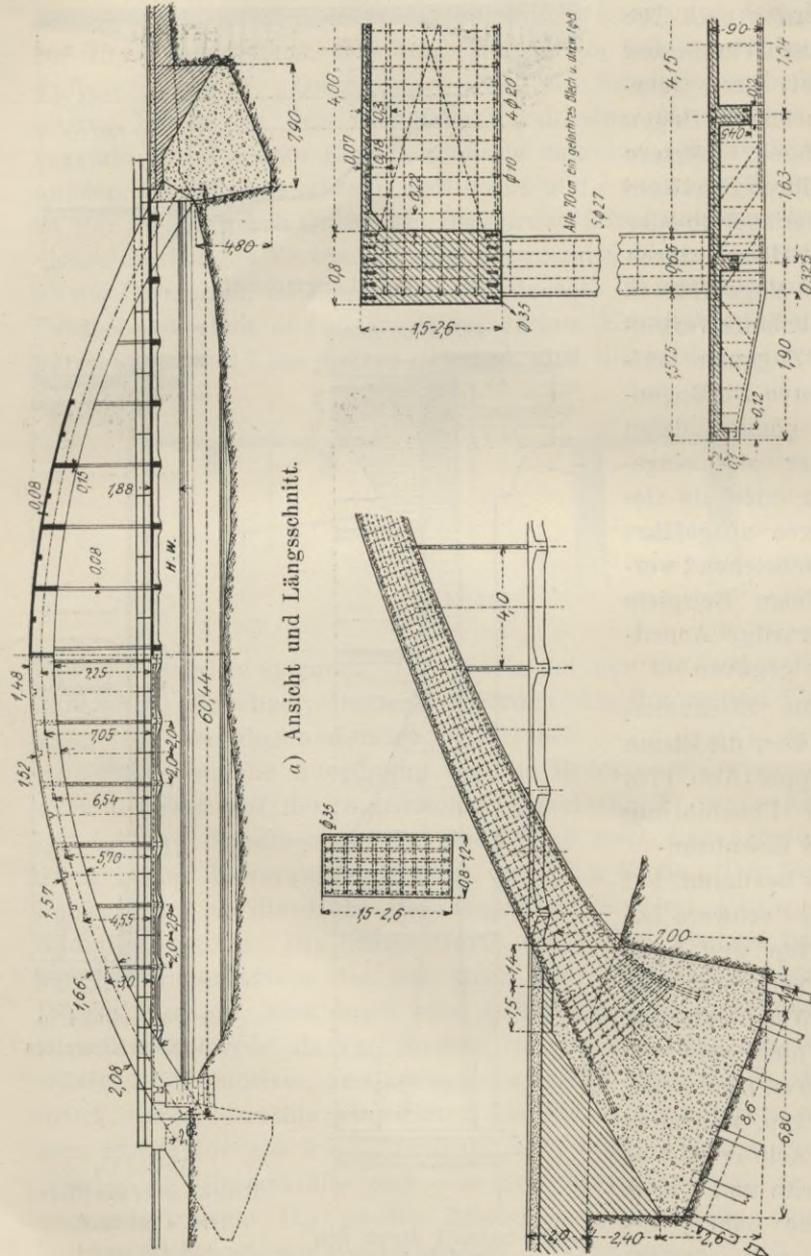
b) Querschnitt durch den Scheitel



c) Querschnitt in Nähe des Kämpfers

Abb. 175.
Brücke über die Rhone bei Pyrimont.

hoch über die Fahrbahn. Ihr Querschnitt ist ein Rechteck, dessen Breite und Höhe im Scheitel 0·8 m und 1·5 m, in den Kämpfern 1·2 m und 2·6 m beträgt. Ihre Armierung ist aus dem Querschnitt



a) Ansicht und Längsschnitt.

b) Längsschnitt durch den Bogen am Widerlager.

c) Querschnitt.

Abb. 176. Brücke über die Rhone bei Chippis.

(Abb. 176c) ersichtlich. Die in Richtung der Tragwand nur 8 cm breiten Hängesäulen und Querträger liegen in einem Abstände von je 4 m; in der Brückenmitte ist die Fahrbahnplatte durch eine Trennungsfuge durchgeschnitten und sind daselbst doppelte Querträger und Hängesäulen angeordnet. Dadurch ist vermieden, daß in die Fahrbahn Längskräfte eingetragen werden und es ist ihre Dilatation ermöglicht, da die schlanken Hängestangen Längskräften nur geringen Biegungswiderstand entgegensetzen. Für die horizontalen Windkräfte wirkt jede Fahrbahnhälfte als an den Enden zwischen den Bogenrippen eingespannte Konsole, welche an den nach der Querrichtung 65 cm breiten Hänge-

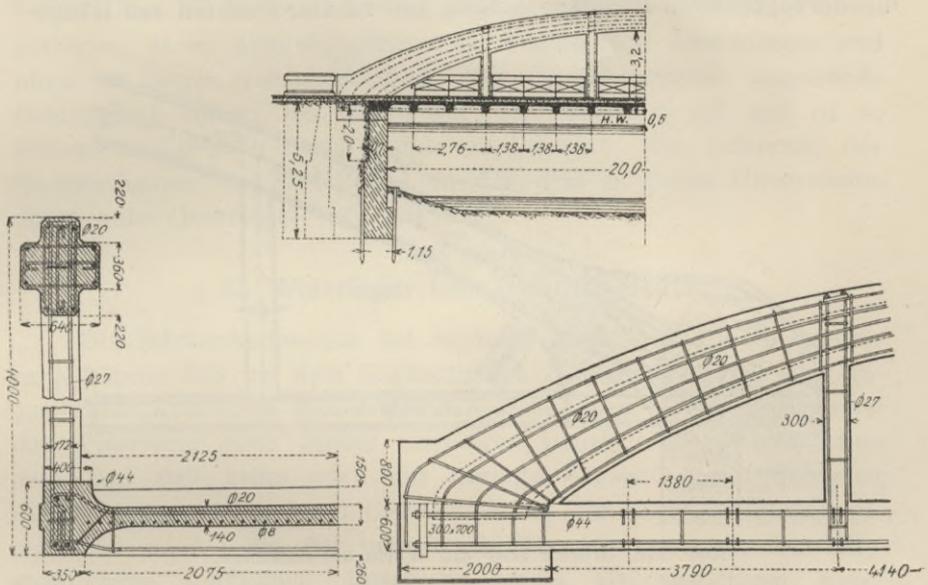


Abb. 177. Brücke über die Schlitz bei Bernhausen.

säulen eine Unterstützung findet. Die Randlängsträger der Fahrbahn bilden für diese Beanspruchung durch den Wind die Gurtungen und die Platte ist dafür diagonal armiert. Die Bogen sind gegen die Querkräfte durch hohe Querriegel und soweit es das Lichtraumprofil gestattet, durch eine ihre oberen Ränder verbindende schwache Betonplatte abgesteift. Die Eisenarmierung der Hängestangen ist so bemessen, daß sie allein den Zug mit einer Inanspruchnahme von 800 kg/cm^2 aufnimmt. Ihrer Einbindung in den Bogen und in die Querträger ist entsprechende Sorgfalt gewidmet. Die Querträger und die direkt unter den Schienen liegenden Längsträger wurden mit

Rücksicht auf die Stoßwirkungen der Eisenbahnfahrzeuge für eine Betoninanspruchnahme von nur 20 kg/cm^2 berechnet.

Eine Bogenbrücke mit den Horizontalschub aufnehmenden Zugschließen ist die in Abb. 177 dargestellte Straßenbrücke über die Schlitz bei Bernhausen. Die geringe, nur 60 cm betragende Konstruktionshöhe nötigte die Hauptträger der im lichten 20 m weiten Brücke ganz über die Fahrbahn zu legen. Sie sind als Eisenbetonbogen mit $\frac{1}{6}$ Stichhöhe ausgeführt, deren Schub durch wagrechte, in Fahrbahnhöhe liegende, an den Enden mit gußeisernen Platten verankerte Rundeisen aufgehoben wird, so daß die Widerlager nur lotrecht belastet sind. Diese Rundeisen bilden gleichzeitig die Armierung für die durchgehenden Randlängsbalken, die an vier Punkten mit Hänge-

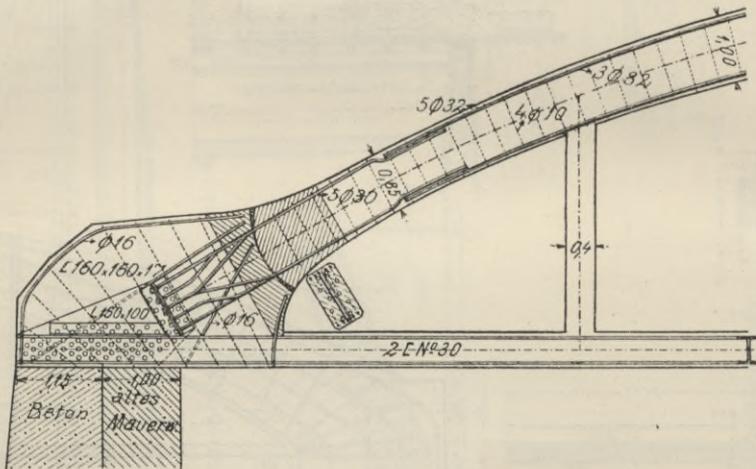


Abb. 178. Brücke über die Werle bei Salzuflen.

säulen an die Bogen angehängt sind und die in 1.38 m Abstand liegenden Querträger tragen, über welche die 14 cm starke Fahrbahnplatte geführt ist. Die Tragbogen erhielten, um ihre Seitensteifigkeit zu sichern, kreuzförmigen Querschnitt, dessen Höhe und Breite im Scheitel 80 cm , beziehungsweise 64 cm beträgt; gegen die Widerlager hin ist die Höhe auf 130 cm vergrößert, die Breite auf 35 cm verringert. Zur Armierung dienen 12 Rundeisen von 20 mm Durchmesser mit Bügeln in rund 60 cm Abstand. Durch die starre Verbindung des Bogens mit den ziemlich starken Hängesäulen und den durchgehenden Längsbalken kommen in die Tragkonstruktion wohl manche Unbestimmtheiten, anderseits wird aber dadurch ihre Steifigkeit gegen die lotrechten und wagrechten Kräfte erhöht.

Bei der Brücke über die Werle bei Salzuflen (Lippe)¹⁾ ist die statische Unbestimmtheit durch Anordnung von Kämpfergelenken etwas vermindert. Abb. 178 zeigt die Ausbildung dieser Gelenke, woraus zu entnehmen ist, daß die Armierungsrundeisen des Zweigelenkbogens durch die Betongelenke hindurchgeführt sind und an Winkeleisen endigen, die ein 16 mm starkes Knotenblech säumen, welches wieder zwischen die doppelten J-Eisen genietet ist, aus denen die Zugschließe besteht. Die Brücke überspannt eine lichte Weite von 28 m und trägt zwischen den beiden Tragwänden eine 2·8 m breite Fahrbahn und beiderseitige auf Konsolen ausgekragte 0·9 m breite Fußwege. Der Bogenquerschnitt hat 40 cm Breite und im Scheitel 1·0 m Höhe. Die Zugschließe wird an fünf Punkten durch Hängesäulen getragen, deren Armierungseisen sie bügelförmig umschlingen und oben im Bogen verankert sind. Der die Zugschließe umgebende Betonbalken nimmt die Querträger der Fahrbahn auf und ist zu diesem Zweck noch durch Rundeisen bewehrt. Zur Sicherung der Quersteifigkeit sind die Bogen an den drei mittleren Hängesäulen durch hohe Querriegel verbunden.

§ 26. Widerlager und Zwischenpfeiler.

Die Stärkenbemessung hat zunächst unter dem Gesichtspunkte zu erfolgen, daß bei dem ungünstigsten Zusammenwirken aller angreifenden Kräfte die größte Kantenpressung den für das Mauerwerk der Widerlager oder Pfeiler zulässigen Druck nicht überschreiten darf und daß keine oder nur geringe Zugspannungen auftreten dürfen, wenn nicht durch Eisenarmierung für deren Aufnahme gesorgt ist oder wenn der betreffende Mauerwerksteil, in dem Zugspannungen herrschen, überhaupt nicht als unwirksam angesehen wird.

Ferner ist namentlich bei flachen Gewölben mit großem Horizontalschub darauf zu achten, daß nicht in den Fugen des Widerlagers oder der Pfeiler die Gefahr einer Verschiebung auftritt.

Die Fundamentfläche muß überdies mit Rücksicht auf den zulässigen Bodendruck bemessen werden. Letzterer kann bei gutem Baugrund mit 3 bis 4 kg/cm², bei sehr gutem Baugrund mit 5 bis 6 kg/cm² angenommen werden.

Als angreifende Kräfte kommen in Betracht:

1. Der Gewölbschub, nämlich die für die Stabilität der Widerlager oder Pfeiler ungünstigsten Kämpferdrücke.

¹⁾ „Beton und Eisen“ 1910, Heft XI.

2. Das Gewicht des Widerlagers (Pfeilers) samt des darüber lastenden Erdreiches.

3. Der hydrostatische Auftrieb auf den in Wasser tauchenden Pfeilerteil, falls ein solcher zur Wirkung kommen kann.

4. Bei mit Erdreich hinterfüllten Widerlagern der seitliche Erd-
druck.

5. Bei hohen Pfeilern der Winddruck und allenfalls auch (bei Eisenbahnbrücken) die von der Verkehrslast übertragenen Fliehkräfte und Bremskräfte.

Um die Widerlager sparsam bemessen zu können und kleine Widerlagskörper zu erhalten, ist das Gewölbe selbst möglichst weit bis zum Baugrunde fortzusetzen, beziehungsweise die Form des Widerlagers der fortgesetzten Stützlinie des Bogens anzuschmiegen. Es reduziert sich das Widerlager schließlich auf einen kleinen Mauer-

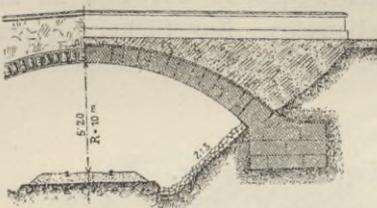


Abb. 179.

körper, welcher nur den Zweck hat, den Druck auf eine so große Grundfläche zu verteilen, als es die Beschaffenheit des Baugrundes erfordert. Man nennt solche Widerlager Druckwiderlager oder auch, wenn der Gewölbebogen bis zum Terrain reicht und das Widerlager ganz im Boden steckt, verlorene

oder unterdrückte Widerlager (Abb. 150, 179 u. a.). In Fällen, wo fester Fels nahe der Bodenoberfläche zutage tritt, kann dieser ein natürliches Widerlager für das unmittelbar aufstehende Gewölbe bilden (Abb. 97, links). Sonst ist ein mehr oder weniger großer Mauerklotz als Widerlager notwendig, an den die Anforderung zu stellen ist, daß er durch den Gewölbschub keine Verschiebungen oder Verdrehungen erleidet.

Wenn es möglich ist, die Fundamentfläche so schräg zu legen, daß sie nahezu senkrecht zur Mittellage des Kämpferdruckes steht, so genügt eine entsprechend stark verbreiterte Fundamentplatte, die nach Erfordernis aus Beton, aus Eisenbeton oder aus Beton mit Einlage eines eisernen Trägerrostes (Salcanobrücke, Abb. 180) herzustellen ist.

Bei tieferer Lage der tragfähigen Bodenschichte kommt als verlorenes Widerlager ein entsprechend gestalteter Mauerkörper zur Ausführung, dessen Basis bei größeren Gewölben tunlichst normal zur Druckrichtung zu legen und so anzuordnen ist, daß sich eine möglichst gleichmäßige Verteilung des Bodendruckes ergibt. Die

Vorderfläche kann zu diesem Zwecke schräg zurückweichend, die obere Begrenzung flach abfallend angeordnet werden, allenfalls mit einer senkrechten Rückwand gegen den Bodenaushub (Abb. 181).

Die Widerlager großer Gewölbebogen werden wohl immer als Druckerlager ausgeführt. Beispiele dafür geben die Abb. 102, 103, 122, 127, 141. Die Mauerung hat, wenigstens in den oberen an das

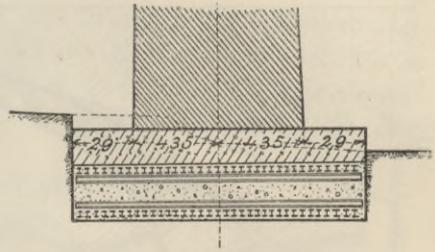
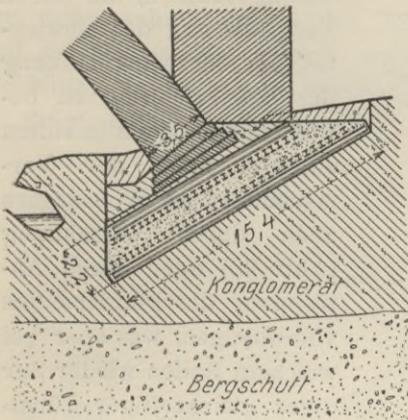


Abb. 180.
Widerlager der Salcanobrücke.

Gewölbe angrenzenden Partien und im inneren mittleren Teile des Widerlagskörpers in geneigten, zur Drucklinie möglichst senkrechten Schichten zu geschehen.

Die Drucklinie erhält man durch Zusammensetzung des Kämpferdruckes des Gewölbes mit dem Gewichte des in Sektionen nach der Fugenrichtung zerlegten Widerlagers, wobei auch das Gewicht der auf dem Widerlager lastenden Überschüttung oder Übermauerung einzubeziehen ist (Abb. 182). Der seitliche Erddruck spielt dagegen bei verlorenen Widerlagern keine Rolle. Es sind jene Grenzwerte des Kämpferdruckes für volle und teilweise Belastung in Rechnung zu bringen, welche die Grenzlagen der Drucklinie ergeben und es ist auch der Fall des noch nicht überschütteten Gewölbes und Widerlagers (Moment des Ausrüstens) zu untersuchen. Liegt das Widerlager teilweise oder ganz unter der Wasserlinie und ist der Boden durchlässig, so muß die Gewichtsverminderung durch den hydrostatischen Auftrieb berücksichtigt werden. Man wird diesen Auftrieb je nach dem Grade der Bodendurchlässigkeit mit 1.0 t bis 0.7 t pro 1 m³ ansetzen können.

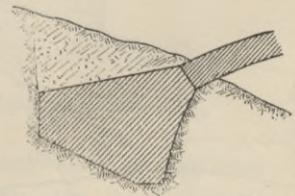


Abb. 181.

Damit das Widerlager nicht als Ganzes auf der Fundamentfläche verschoben wird, soll letztere so geneigt sein, daß ihre Normale mit der Druckrichtung einen Winkel einschließt, der kleiner als der Reibungswinkel ist. Im Maximum etwa 20 bis 25°. Ist der Boden für eine Steillage der Fundamentfläche nicht genügend standfest, so kann dies bei flachen Gewölben eine Verlängerung des Widerlagers notwendig machen, um durch

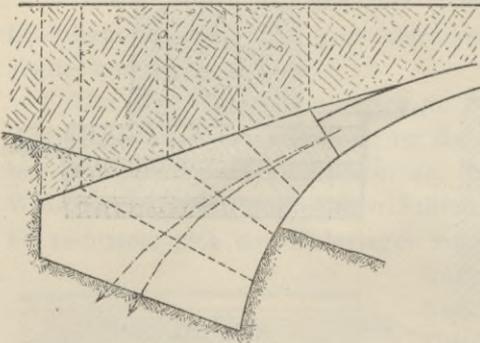


Abb. 182.

Vergrößerung des Gewichtes eine stärkere Ablenkung der Druckrichtung zu bewirken. Man sucht in einem solchen Falle der Verschiebung des Widerlagers auch durch Verzahnung (Abb. 95) oder durch Abtreppung des Fundamentes vorzubeugen, was aber bei weichem Boden wieder nur unter gleichzeitiger künstlicher Befestigung des Baugrundes mittels Pilotage möglich ist

(Abb. 161 a).

Man hat aber auch die Fundamentsohle ganz flach gelegt und dann auf den Widerstand gerechnet, den die senkrechte Rückenfläche des Widerlagers durch ihren Anschluß an gewachsenem Boden findet.

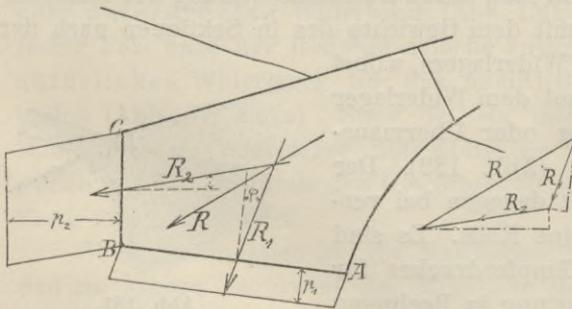


Abb. 183.

Die Druckverteilung auf eine derart gebrochene Fundamentfläche ist aber nur auf Grund mehr oder weniger willkürlicher Annahmen zu bestimmen. Setzt man bei-

spielsweise voraus, daß das Widerlager (Abb. 183) beim Ausweichen des Bodens keine Verdrehung, sondern nur eine Verschiebung erfährt, so bedingt dies eine gleichmäßige Verteilung des Druckes in den Flächen AB und BC. Die Kraft R würde sich sonach in zwei Seitenkräfte R_1 und R_2 zerlegen, welche durch die Mitten der Flächen AB und BC gehen und die auf letztere entfallenden Drücke vorstellen.

Da die Zerlegung der Kraft R dabei immer noch in unendlich vielfacher Art vorgenommen werden kann, so ist die Lösung der Aufgabe hiedurch noch nicht eindeutig bestimmt. Man könnte nun zwar einen gewissen Betrag der Reibung an einer der Flächen annehmen und dadurch die Richtungen der Teilkräfte R_1 und R_2 festlegen, erhält damit aber nur willkürliche Lösungen. Es ist überdies gar nicht wahrscheinlich, daß sich der Druck in den Flächen AB und BC gleichmäßig verteilt und daß die Kräfte R_1 und R_2 durch die Mitten dieser Flächen hindurchgehen. Die Aufgabe bleibt sonach in ihrer Lösung sehr unsicher und es empfiehlt sich, mit den

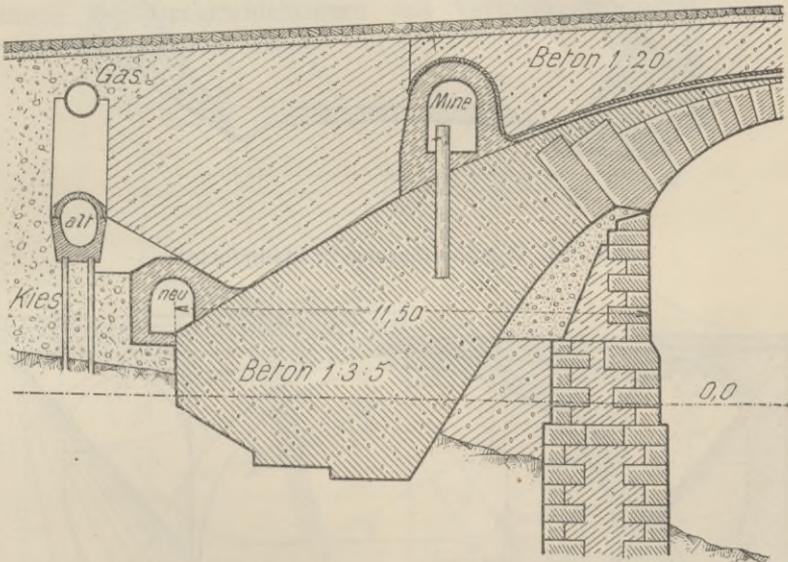


Abb. 184. Widerlager der Baseler Rheinbrücke.

ungünstigsten Annahmen etwa so zu rechnen, daß entweder ein gewisser größter zulässiger Druck pro Flächeneinheit an der Rückenfläche angenommen und damit der Druck R_1 auf die Bodenfläche und dessen Reibungskomponente bestimmt wird oder daß man unter Annahme der maximalen Reibung in der Fläche AB den Druck auf die Rückenfläche BC berechnet.

Auch für höhere Widerlager ergibt sich dann das kleinste Volumen, wenn sie nach der Drucklinienform gestaltet werden. Solche Druckwiderlager können entweder in den Boden versenkt (Abb. 127) oder freistehend (Abb. 99, 108, 110) sein. Sie bilden eigentlich die Fortsetzung des Gewölbes, an dessen elastischer Formänderung sie teilnehmen, falls nicht, wie in den Beispielen, Abb. 110 oder 108, im Gewölbe

erhalten müssen und keine ökonomisch günstige Anordnung ergeben, da die vordere senkrechte Mauerpartie eigentlich nutzlos ist und bei verlangtem senkrechten Abschlusse auch durch eine schwache vorge-setzte Wand ersetzt werden könnte (Abb. 184). Sie stellen nur dann eine richtige Widerlagerform dar, wenn durch den Gegendruck der Hinterfüllung die Drucklinie einen steilen, sich der Lotrechten nähernden Verlauf erhält, d. i. bei kleineren Gewölben oder bei hohem Bogenpfeil. Aber auch bei kleineren Brücken, Durchlässen, Einschnittsüberbrückungen, deren Gewölbe man früher gerne auf hohe Standwiderlager stellte, zieht man jetzt, wie die Typen, Abb. 185 und 186, zeigen, die ökonomischere und technisch richtigere Aus-bildung von Druckwiderlagern mit Vermeidung hoher, dem Erd-drucke ausgesetzten Mauern vor.

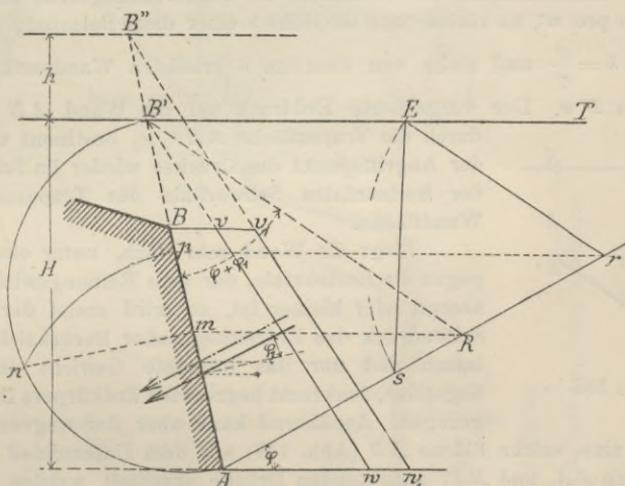


Abb. 187.

Zur Bestimmung des Erddruckes wird gewöhnlich die graphische Ermittlung (nach Rebhann) in Anwendung gebracht (Abb. 187). Es bezeichnet φ den Winkel der natürlichen Böschung (Reibungswinkel) der kohäsionslosen Erdmasse;

φ_1 den Reibungswinkel zwischen Erdreich und Mauer;

γ das Gewicht der Erde in t pro m^3 .

Mittelwerte hiefür sind:

	φ	γ
Feuchte Dammerde	27—30°	1700 kg/m^3
Sandiger Lehm, durchweicht	15—20°	1900 kg/m^3
Trockener Lehm	40°	1500 kg/m^3
Feuchter Sand	24—30°	1900 kg/m^3
Trockener Sand	31—33°	1600 kg/m^3
Grober Kies	36°	1800 kg/m^3
Schotter und Kies	38—40°	2000 kg/m^3

Der Reibungswinkel φ_1 ist stets kleiner als φ anzunehmen. Es empfiehlt sich, mit $\varphi_1 = 0$, d. i. Erddruck senkrecht zur Wand, zu rechnen, wenn diese Annahme ungünstigere Resultate gibt.

Für die Konstruktion des Erddruckes auf die Wandfläche AB verlängere man diese bis zur Terrainoberfläche und mache:

$$\begin{aligned} \sphericalangle A B' R &= \varphi + \varphi_1, & R m &\parallel B T, & m n &\perp A B, & A p &= A n, \\ p r &\parallel B T, & r E &\parallel B' R, & r s &= r E. \end{aligned}$$

Dann ist der Erddruck auf die Wand $A B' E = \gamma \times$ Fläche $E r s$. Verwandelt man das Dreieck $E r s$ in ein flächengleiches Dreieck $A B' w$ von der Höhe H , so geben die zur Grundlinie parallelen Dreieckssehnen die Drücke auf die einzelnen Wandelemente. Der Druck auf die Wandfläche AB wird demnach durch die Trapezfläche $A B v w$ bestimmt. Der Angriffspunkt des Erddruckes liegt im Schnittpunkte der durch den Schwerpunkt der Druckfläche gehenden, zur Grundlinie parallelen Sehne mit der Wandfläche.

Wirkt auch noch auf die Oberfläche der Hinterfüllungserde eine zufällige Belastung p pro m^2 , so rechne man die Höhe h einer diese Belastung eretzenden Erdschichte $h = \frac{p}{\gamma}$ und ziehe von dem um h erhöhten Wandpunkte B'' eine Parallele zu $B' w$. Der vergrößerte Erddruck auf die Wand AB wird dann durch die Trapezfläche $A B v_1 w_1$ bestimmt und es liegt der Angriffspunkt des Druckes wieder im Schnittpunkte der horizontalen Schwerlinie des Trapezes mit der Wandfläche.

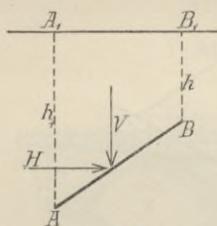


Abb. 188.

Liegt die Wand sehr flach, unter einem Winkel gegen die Horizontale, der dem Reibungswinkel φ nahe kommt oder kleiner ist, so wird meist der wagrechte Seitendruck des Erdreiches außer Berücksichtigung gelassen und nur das lotrechte Gewicht des darüber liegenden, senkrecht begrenzten Erdkörpers in Rechnung gezogen. Annähernd kann aber der wagrechte Seitendruck auf eine solche Fläche AB (Abb. 188) aus dem Unterschied der in den Schnittebenen $A A_1$ und $B B_1$ auftretenden Drücke ermittelt werden. Es ergibt sich dafür, wenn auch noch eine gleichmäßig verteilte Belastung p der Oberfläche vorhanden ist,

$$H = \left[\frac{1}{2} (h_1^2 - h^2) \gamma + (h_1 - h) p \right] \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Die Stabilitätsuntersuchung des für eine Widerlagsmauer angenommenen Profils erfordert zunächst die Ermittlung der auf die Fundamentsohle und den Fundamentabsatz einwirkenden Fugenkraft. Man erhält diese durch Zusammensetzung aller einwirkenden Kräfte: Gewölbsschub, Widerlagergewicht und Erddruck, wobei verschiedene Belastungsfälle, welche die Grenzlagen dieser Resultierenden ergeben, zu berücksichtigen sind. Abb. 189 gibt dafür ein Beispiel.

Aus der Größe und Lage der Resultierenden, beziehungsweise ihrer zur Fuge senkrechten Komponente N bestimmen sich in be-

kannter Weise (s. Abb. 3) die Fugenspannungen und der Druck in der Fundamentfläche. Die Resultierende muß im mittleren Drittel der Fugenbreite angreifen, wenn in der ganzen Fugenfläche Druck auftreten soll. Ein geringes Ausweichen aus dem Drittel kann aber zugelassen werden, doch ist von einer Zugwirkung im Mauerwerk abzusehen und die größte Pressung, die sich dann bei dem Abstände a der Resultierenden von der Mauerkante mit $\frac{2N}{3a}$ berechnet, darf die zulässige Druckbeanspruchung nicht übersteigen.

Die Standwiderlager werden gewöhnlich in horizontalen Schichten gemauert, doch wird darauf zu achten sein, daß in Kämpferhöhe der erforderliche Widerstand gegen Abschieben vorhanden ist. Es ist dabei äußerstenfalls mit einem Reibungskoeffizienten $= \frac{1}{3}$ und einer Scherfestigkeit des Mörtels von 5 bis 7 kg/cm^2 zu rechnen. Bei größeren Segmentgewölben wird es sich daher, um nicht allzu große

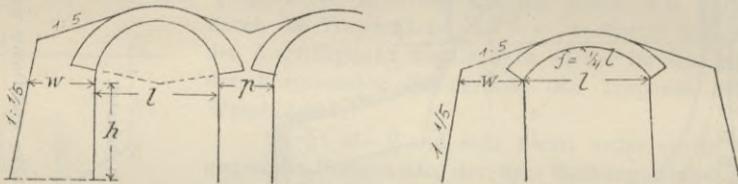


Abb. 190.

Widerlagerstärken notwendig zu machen, auch bei Standwiderlagern empfehlen, den schrägen Fugenschnitt auch im Widerlager soweit fortzuführen, bis in den horizontalen Fugen der nötige Widerstand gegen Abscheren erreicht ist.

Für kleinere Gewölbe von Durchlässen und Brücken in Eisenbahnen und Straßen kann bei Ausführung in Bruchsteinmauerwerk die Stärke der Standwiderlager in Kämpferhöhe nach den folgenden empirischen Regeln angenommen werden (Abb. 190):

Halbkreisgewölbe	$w = 0.8 + 0.13 l$ Meter
Segmentlager mit $\frac{1}{4}$ Stich	$w = 0.8 + 0.2 l$ „

Hierin bezeichnet l die Lichtweite und es ist bei senkrechter Vorderfläche die Rückenfläche mit 1:5 geneigt angenommen. Die Formeln können etwa bis $l = 16 \text{ m}$ Anwendung finden. Ist die Widerlagerhöhe größer als 2 m , so vergrößere man die Widerlagerstärke um $0.004 (h-2) l$.

Um das Volumen hoher Widerlager zu vermindern, hat man sie zuweilen auch rippenförmig ausgebildet und diese Rippen vorne durch

eine schwache senkrechte Abschlußwand, allenfalls auch durch eine gemeinsame Fundamentplatte verbunden. Diese Ausführung ist schon bei älteren englischen Steinbrücken in Anwendung gekommen und wird neuerlich besonders in armiertem Beton, bei Hennebique-Brücken (Abb. 191) zur Ausführung gebracht. Bei diesen finden wir auch kastenförmige Ausbildungen mit schwachen unterteilenden Längs- und Querwänden aus Eisenbeton und Ausfüllung der Hohlräume mit Magerbeton.

Eine besondere Ausbildungsform zeigen auch die Widerlager nach Prof. Möller. Diese haben an ihrer Rückseite eine horizontale Platte angesetzt, welche durch ihren Reibungswiderstand im Erdreich einer Verschiebung entgegenwirken und zur Aufnahme des wagrechten Gewölbschubes beitragen soll.

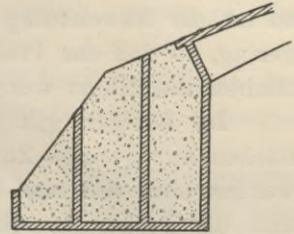


Abb. 191.

Die Mittelpfeiler, welche zwei gewölbte Öffnungen trennen, werden dann wieder den kleinsten Körper erhalten, wenn sie möglichst niedrig, die Gewölbe also tief herabgeführt sind (Abb. 192). Durch Höherlegung der Kämpfer wird aber die Verbauung der Profilfläche vermindert und da bei annähernd gleichen Öffnungen sich die Gewölbschübe nahezu aufheben, der Pfeiler sonach in der Hauptsache nur lotrecht belastet ist, so kann

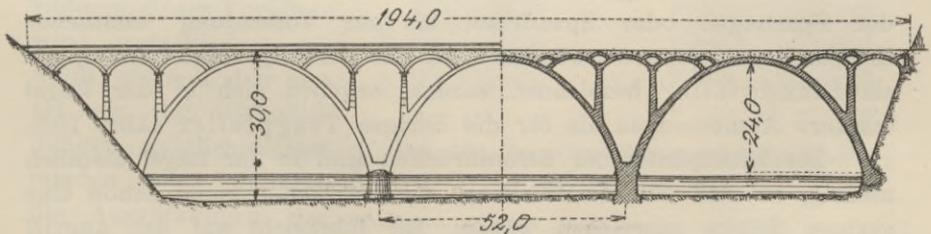


Abb. 192. Brücke über den Tagliamento bei Pinzano.

die Hochführung des Pfeilers hier die wirtschaftlich zweckmäßigere Anordnung ergeben. Bei Strompfeilern wird übrigens die Lage der Kämpfer in der Regel durch die Hochwasserlinie bestimmt sein.

Die Stärke eines Mittelpfeilers ist auf Grund der statischen Untersuchung, für welche wieder die ungünstigsten Belastungsfälle zu berücksichtigen sind, zu bemessen. Bei Strompfeilern kann auch die Rücksichtnahme auf den Wasser- und Eisangriff gewisse Mindeststärken verlangen. In der Regel tritt die größte Beanspruchung in der tiefst gelegenen Fuge auf, im Fundamentabsatz, bei hohen

Pfeilern kann aber auch die Bestimmung der Fugenkräfte in höher gelegenen Fugen notwendig werden; außerdem ist auch die Beanspruchung des Fundamentes und die Pressung in der Fundamentsohle zu ermitteln. Die größte Abweichung der Mittelkraft aus Pfeilergewicht und den beiderseitigen Gewölbschüben von der Lotrechten tritt ein, wenn das eine Gewölbe belastet, das andere unbelastet ist. Sind die Spannweiten der beiden Bögen aber nicht viel verschieden, so ist die Abweichung der Resultierenden von der Lotrechten nur gering, so daß das Pfeilermauerwerk immer mit horizontalen Lagerflächen ausgeführt werden kann.

Im übrigen gilt wieder der Grundsatz, daß in den Fugenflächen nur geringe Zugspannungen (etwa bis $1\frac{1}{2} \text{ kg/cm}^2$) zugelassen werden oder daß man besser solche Zugspannungen ganz ausschließt und die Pfeiler so dimensioniert, daß die Stützzlinie im mittleren Drittel verbleibt. Sollen aber Zugspannungen aufgenommen werden, so wird eine Eisenbewehrung notwendig.

Werden die beiden, an den Mittelpfeiler anliegenden Gewölbobogen nicht gleichzeitig ausgeführt und ausgerüstet, so hat der Mittelpfeiler dem einseitigen Gewölbschube so lange zu widerstehen, bis auch das zweite Gewölbe fertiggestellt und ausgerüstet ist. Es kommt dabei aber nur der Schub des bloßen Gewölbebogens, ohne Überschüttung oder Aufmauerung und natürlich auch ohne Verkehrslast zur Geltung, da mit der Überschüttung oder Aufmauerung der Sparbogen oder Spandrielen bis zur Vollendung sämtlicher Brückenbogen gewartet werden wird. Für derartige Mittelpfeiler, die als Standpfeiler bezeichnet werden, ergeben sich in der Regel stärkere Abmessungen als für die übrigen Tragpfeiler (Abb. 193).

Die Mittelpfeiler der Strombrücken sind in der Regel ziemlich niedrig, so daß für die Wirkung als Tragpfeiler meist schon eine geringe Stärke ausreichen würde. Mit Rücksicht auf den Angriff durch Hochwasser und Eisgang dürfen sie aber doch nicht zu schwach gehalten werden und kann als Mindeststärke in Kämpferhöhe (nach Winkler) etwa gesetzt werden $b = 0.2 + 0.04 l + 0.06 h$, wenn l die Spannweite der annähernd gleichen Brückenöffnungen und h die Höhe des Kämpfers über der Flußsohle in Meter bezeichnet. Gewöhnlich findet man aber die Pfeiler stärker, mit $0.1 l$ bis $0.15 l$ ausgeführt. Die Seitenflächen werden zuweilen der einfacheren Ausführung wegen oder aus architektonischen Gründen senkrecht gehalten (Abb. 159, 197), in der Regel erhalten sie aber einen Anzug von 1:50 bis 1:20, zuweilen auch, um sie bei großer Basisbreite nicht allzu plump erscheinen zu lassen, eine konkav gekrümmte Be-

grenzung (Abb. 149 a). Unter dem Niederwasser oder auch schon etwas darüber wird der Pfeiler absatzweise verbreitert, um eine größere Basis zu gewinnen. Die Größe der Verbreiterung hängt von der Bodenbeschaffenheit und von der Fundierungsweise ab. In beweglichem Flußboden, seicht gegründeten Pfeilern wird man eine große Fundamentverbreiterung und einen entsprechenden Schutz gegen Unterwaschung und Unterkolkung zu geben haben, wogegen bei tiefer, pneumatischer Gründung eine wesentlich geringere Verbreiterung im Fundamente ausreichen wird.

Zur Verminderung des durch die Pfeiler hervorgerufenen Aufstaus und der durch unvermittelte Querschnittsänderung erzeugten Wirbelbildung, sowie

sowie auch zum Schutze der Pfeiler gegen den Angriff durch Eis und schwimmende Gegenstände versieht man die Pfeiler der Strombrücken mit Vorsprüngen, sogenannten Vorköpfen, welche immer mindestens bis auf Hochwasserhöhe zu führen sind. Die Grundrißform dieser Vorköpfe wird verschieden gewählt; sie soll aber derart sein, daß Wirbelbildungen möglichst vermieden und dadurch die Auskolkungen der

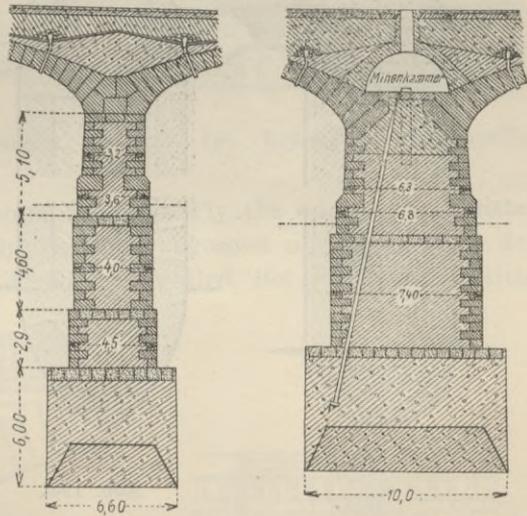


Abb. 193. Trag- und Standpfeiler der Rheinbrücke zu Basel.

Flußsohle an den Pfeilern gemäßig werden. Nach den Versuchen von Engels tritt die Unterspülung des Pfeilers stets an dem der Stromrichtung zugekehrten oberen Ende auf. Gerade Pfeilerstirnen bewirken bei beweglichem Flußboden starke, weit reichende und tiefe Kolke. Ein spitzer Pfeilervorkopf beeinflusst die Sohlengestaltung günstig, indem die Tiefe der seitlichen, sich am Übergange von Vorkopf und Pfeiler bildenden Kolke mit der Zuspitzung des Pfeilers abnimmt. Die Form des flußabwärtigen Pfeilervorkopfes ist dagegen auf die Sohlengestaltung nur von geringem Einflusse. Hieraus ist zunächst die Regel abzuleiten, daß die Sicherung der Brückenpfeiler gegen Unterspülung vornehmlich am oberen Vor-

köpfe zu erfolgen hat. Bei spitzen Pfeilervorköpfen sind die schwersten Steine der zur Sohlenbefestigung dienenden Steinschüttung an der Übergangsstelle von Kopf und Pfeiler, bei runden Vorköpfen unmittelbar vor diesen anzubringen.

Für die Ausführung ist der runde, nach einem Halbkreis geformte Vorkopf am einfachsten und wegen der kürzesten Fundamentlänge auch am billigsten. Wirksamer ist aber der nach einem Spitzbogen geformte Kopf, der wieder aus praktischen Gründen zweckmäßig durch eine nach einem gleichschenkligen Dreieck geformte Zuschärfung mit etwas abgerundeten Kanten ersetzt wird (Abb. 194 *a, b, c*).

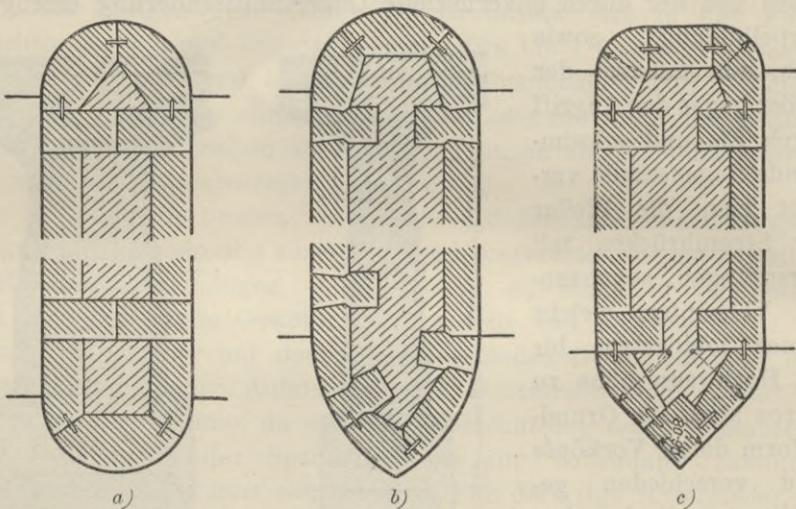


Abb. 194.

Flußabwärts genügt immer ein halbrunder oder noch flacher ausgebildeter Vorkopf.

Die Vorköpfe der Pfeiler werden in der Regel und insbesondere dort, wo starker Angriff zu erwarten ist, mit harten Quadern armiert. Man wird hiezu möglichst große Steine von 40 bis 70 cm Schichthöhe verwenden, während für die Seitenflächen der Pfeiler kleinere Verkleidungsquadern oder Hackelsteine genügen. Es ist auf guten Steinverband zu sehen, die Stoßfugen sind normal zu den Stirnflächen zu legen und die einzelnen Quader, sofern sie dem Eisstoß ausgesetzt sind, durch Eisenklammern und durch Verdübelung zwischen den Quaderschichten zu verbinden. Schwache Pfeiler werden ganz aus Quadern hergestellt, sonst wird im Innern Bruchsteinmauerwerk oder Beton verwendet. Pfeiler, die keinem Eisgang ausgesetzt sind, können auch ganz aus Beton ohne Quaderverkleidung ausgeführt werden.

Die Pfeilervorköpfe sind nur bis auf Hochwasserhöhe erforderlich; sie werden durch eine flache Kappe in Kegel- oder Kalottenform abgeschlossen. Gewöhnlich wird zum Abschluß auch ein Gesims, wenn auch nur in Form einer kräftigen Plynthe oder eines Wulstes gegeben, das entweder beim Gewölbe abgesetzt oder auch längs der Seitenflächen des Pfeilers durchgeführt wird. Bei Brücken mit Stich-

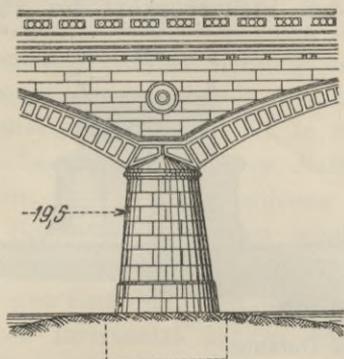


Abb. 195. Mainbrücke bei Schweinfurt.

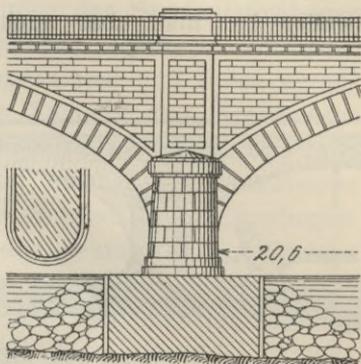


Abb. 196. Brücke von Longueville.

wenn auch nur in Form einer kräftigen Plynthe oder eines Wulstes gegeben, das entweder beim Gewölbe abgesetzt oder auch längs der Seitenflächen des Pfeilers durchgeführt wird. Bei Brücken mit Stich-

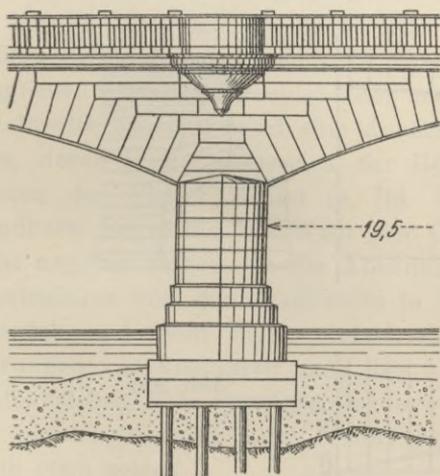


Abb. 197. Neckarbrücke bei Cannstadt.

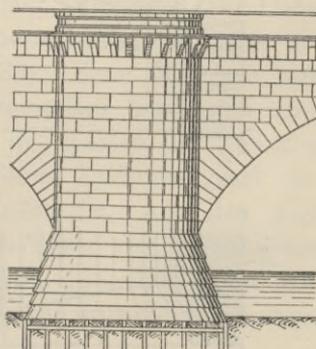


Abb. 198. Marienbrücke in Dresden.

bögen wird der Abschluß der Vorköpfe meist mit den Kämpfern zusammenfallen, so daß das Pfeilergesims gleichzeitig das Kämpfergesims bildet (Abb. 195). Man legt es dann etwas unter die Kämpferfuge, um den schiefen Anschluß des Bogens an das Gesims zu ver-

meiden. Bei Brücken mit Korbbögen, deren Kämpfer unter die Hochwasserlinie tauchen, ist der Pfeilervorkopf über den Bogenanlauf hinauf zu führen; meist läßt man hier den Abschluß der Köpfe mit dem Anschluß der oberen Bogenlinie zusammenfallen (Abb. 196). Zuweilen hat man aber auch den runden Pfeilervorkopf bis zur

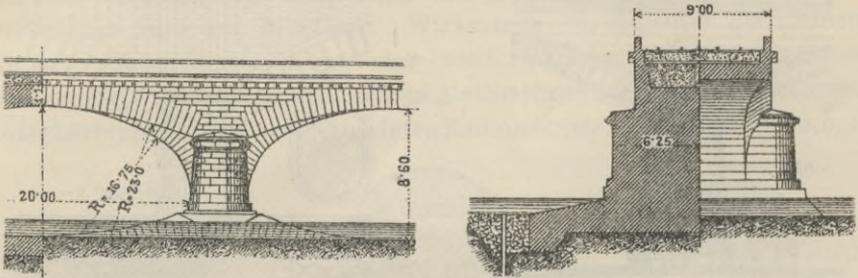


Abb. 199. Brücke über die Durance.

Brückenbahn (über dem Hochwasser als Hohlbau) fortgesetzt (Abb. 198). Der Pfeiler wird dadurch kräftig hervorgehoben und man gewinnt an der Brückenbahn einen Austritt.

Korbbögen, deren Anlauf tief unter die Hochwasserlinie reicht, verursachen durch die unvermittelte Querschnittseinengung starken

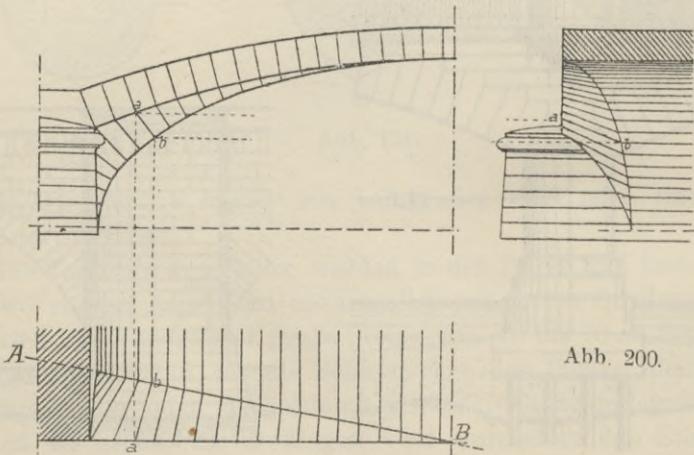


Abb. 200.

Aufstau und Wirbelbildung und es sind auch die eintauchenden Teile des Gewölbes Angriffen durch Wasser und Eisgang ausgesetzt. Man hat deshalb in solchen Fällen die Gewölbkanten an den Stirnflächen derart abgeschrägt, daß daselbst ein flacher Segmentbogen entsteht, dessen Kämpfer in der Hochwasserlinie liegen (Abb. 199). Diese als Kuh-

hörner (cornes de vache) bezeichneten Abschrägungen wurden zuerst von Perronet bei der Brücke zu Neuilly angewendet. Im Steinbau wird dadurch die Ausführung infolge des komplizierten Steinschnittes allerdings nicht unwesentlich verteuert. Die Abschrägungen werden als Regelflächen ausgebildet, deren Leitlinien der Segmentstirnbogen und die Schnittlinie einer zum Stirnbogen schrägen lotrechten Ebene AB mit der Leibung des Korbbogens sind und deren gerade Erzeugende in Ebenen liegen, die zur Leibung des Korbbogens normal stehen (Abb. 200). In der Abschrägung sind sonach die Fugen Gerade, welche in ihrer Aufrißprojektion normal zum Korbbogen stehen, in den Gewölbstirnen stehen sie senkrecht zum Stirnbogen. Die Stirnquader erhalten windschiefe oder geknickte Lagerflächen. Beim Austragen des Steinschnittes beginnt man mit der gleichmäßigen Einteilung des Stirnbogens, den man sich über den Kämpfer hinaus fortgesetzt denken kann, um die tiefer liegenden Fugenansätze zu erhalten.

§ 27. Viadukte.

Bei der Anordnung einer gewölbten Talbrücke ist vor allem die Frage der Zahl und Weite der Einzelöffnungen und dann der Form und Höhe der Bogen zu beantworten. Die Stellung der Pfeiler ist hier in der Regel an keine oder nur in beschränktem Maße an äußere Bedingungen gebunden und es kommt für die verschiedenen möglichen Lösungen hauptsächlich nur der Kostenvergleich in Frage. Bei breiter Talsohle wird eine Anzahl gleicher Öffnungen am Platze sein, deren Weite sich nach der Höhe, beziehungsweise nach den Kosten der Pfeiler richtet (s. Bd. I, S. 33). Eine allgemein verwendbare Regel für die Wahl der Öffnungsweiten wird sich aber nicht angeben lassen, da die Abhängigkeit der Kosten der Gewölbskonstruktion von der Spannweite je nach ihrer Ausführungsart verschieden und auch nicht einfach darzustellen ist. Aus den Ausführungen von Viadukten nach den üblichen Typen der Eisenbahnen (Halbkreisbogen in Bruchsteinmauerwerk, Abb. 133, 135) kann man bei der Viadukthöhe h (in Meter) für die zu wählende Öffnungsweite etwa setzen

$$l = 6 + 0.4 h \text{ (Meter),}$$

doch gibt diese Regel nur eine beiläufige Richtschnur. So werden leichte Gewölbskonstruktionen in Eisenbeton meist eine größere Spannweite als zweckmäßig erscheinen lassen als schwere Steingewölbe; desgleichen können hohe Pfeilerkosten, die sich z. B.

durch tiefe Fundierungen ergeben, zur Anwendung größerer lichter Weiten führen. Andererseits kommen aber auch die Kosten der Gerüstungen mit in Frage, die mit zunehmender Lichtweite sehr anwachsen. Für Weiten bis zu 20 m läßt sich der Holzaufwand im Lehrgerüst mit etwa $\frac{1}{3} m^3$ für $1 m^3$ Gewölbmauerwerk veranschlagen; es ist dabei ein freitragendes Lehrgerüst, etwa nach Abb. 98, vorausgesetzt. Größere Spannweiten erfordern aber beträchtlich mehr Holz¹⁾.

Auch die Frage der zweckmäßigsten Bogenhöhe und Bogenform läßt sich nicht ohne weiteres beantworten. Durch Wahl eines hohen Bogens wird das Pfeilervolumen vermindert, jenes der Übermauerung jedoch vergrößert. Gewöhnlich finden wir bei höheren Viadukten den Halbkreisbogen angewendet, was wegen der Vereinfachung im Lehrgerüst und in der Ausführung bei nicht allzu großen Spannweiten (bis etwa 25 m) ganz rationell ist, obwohl der Halbkreisbogen keine günstige Anpassung an die Drucklinienform ergibt und demnach ein stärkeres Gewölbe bedingt. Bei Betongewölben wird man einen sich der Drucklinie besser anschmiegenden Segment- oder Korbbogen vorziehen, wobei es aber noch immer auf eine richtige Wahl des Bogenpfeilers ankommt. Darüber kann jedoch nur der Vergleich verschiedener Entwürfe entscheiden. Für große Spannweiten und große Viadukthöhen wird sich wohl auch für Mauerwerksgewölbe der überhöhte Korbbogen als am günstigsten erweisen. Ältere Beispiele für dessen Anwendung geben die in Ziegelmauerwerk erbauten Viadukte der sächsischen Staatsbahn im Voigtlande, der Göltzschtal-, Elstertal- und Muldentalviadukt mit 30·8 m, 30·6 und 26 m weiter, in überhöhtem Korbbogen überwölbter Hauptöffnung (Abb. 205); als neuestes Beispiel ist der durch seine Größe und vorzüglich durchdachte Ausführung hervorragende Wiesenerviadukt auf der schweizerischen Eisenbahnlinie Davos—Filisur anzuführen (Abb. 201). Bei diesem wurde durch Wahl des überhöhten Korbbogens gegenüber dem Halbkreisbogen eine Ersparnis in der Kubatur des Gewölbes und der Hauptpfeiler von etwa 10% erzielt.

An den Tallehnen werden sich entsprechend der abnehmenden Höhe des Viaduktes kleinere Öffnungsweiten als zweckmäßig herausstellen. Man wird aber nicht etwa jede Öffnung verschieden weit machen, sondern gruppenweise gleiche Öffnungen, durch stärkere Pfeiler getrennt, anordnen (Abb. 202).

¹⁾ Das kühn konstruierte Gerüst der 55 m weit gespannten Hauptöffnung des Wiesener Viaduktes in der Bahnlinie Davos—Filisur erforderte 518 m³ oder pro 1 m³ Gewölbmauerwerk 0·66 m³ Holz.

Handelt es sich um die Überbrückung eines tief eingeschnittenen, engen Tales, so kann von den beiden in Abb. 203 skizzierten Anordnungen die zweite, welche einen großen, das ganze Tal überspannenden Bogen anwendet und dadurch die hohen Pfeiler vermeidet, die zweckmäßigere, das ist die billigere sein. Dieser Fall wird insbesondere dann eintreten, wenn die Tallehnen aus festem, widerstandsfähigem Boden vielleicht sogar aus Fels bestehen, während sich in der Talsohle weniger gut tragfähiger Boden vorfindet. Die Entscheidung über die ökonomisch und technisch

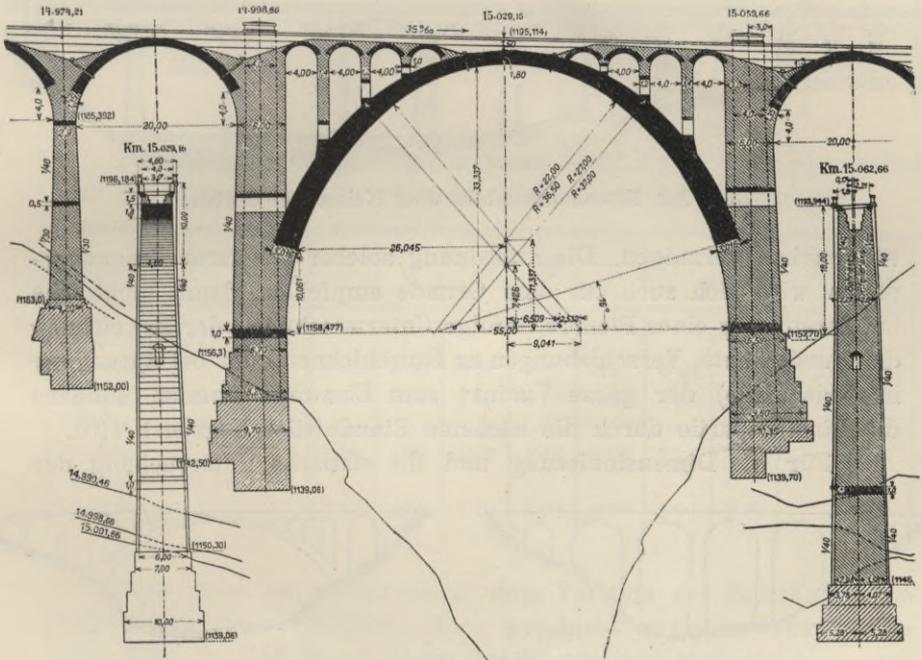


Abb. 201. Wiesener Viadukt der Eisenbahn Davos—Filisur. 1 : 950.

richtige Lösung ist aber nur auf Grund vergleichender Studien zu treffen.

Hohe Widerlager und Dammabschlußmauern (Flügelmauern) an den Enden der Viadukte werden gerne vermieden. Man zieht es vor, die letzten Viaduktbogen in den Damm hineinreichen zu lassen und diesen frei abzuböschern (Abb. 208). Die Länge des Viaduktes ergibt sich aus der Höhengrenze, bei welcher Viadukt- und Dammkosten gleich groß werden. Diese ist unter normalen Verhältnissen bei 15 bis 20 m gelegen.

Die Pfeiler der Viadukte sind auf ihre Stabilität und ihre

statischen Verhältnisse sorgfältig zu untersuchen. Im Falle gleichzeitiger Ausführung und Ausrüstung der Gewölbe ist als ungünstigster Belastungsfall anzunehmen, daß das eine Gewölbe voll belastet, das andere unbelastet ist.

Bei einer größeren Zahl von Öffnungen werden aber nicht alle Gewölbe gleichzeitig eingerüstet, da dies einen großen Holzaufwand erfordern würde. Man teilt daher den Viadukt in Gruppen zu je drei bis fünf Öffnungen und trennt diese durch stärkere Standpfeiler, welche dem einseitigen Schube eines unbelasteten Gewölbebogens zu

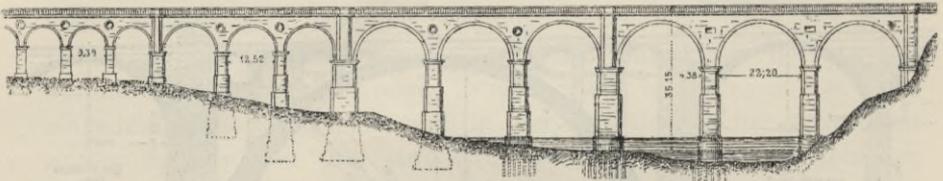


Abb. 202. Eisenbahnviadukt über Neisse bei Görlitz.

widerstehen vermögen. Die Anordnung solcher stärkerer Trennungspfeiler wird sich auch aus dem Grunde empfehlen, damit nicht etwa bei Zerstörung eines Pfeilers (infolge Unterwaschung oder Erweichung der Fundamente, Verschiebungen an Rutschlehnen oder bei Sprengung im Kriegsfalle) der ganze Viadukt zum Einsturze kommt, sondern die Einsturzpartie durch die nächsten Standpfeiler begrenzt wird.

Für die Dimensionierung und die statische Untersuchung der



Abb. 203

Trag- und Standpfeiler der Viadukte gelten die oben für die Mittelpfeiler der gewölbten Brücken überhaupt angegebenen Grundsätze. In Anbetracht der großen Höhe hat man hier aber auch auf die Zusatzspannungen Rücksicht zu nehmen, welche durch den Winddruck und bei Eisenbahnviadukten in Kurven durch die Fliehkräfte hervorgerufen werden. Bei in Steigung gelegenen Eisenbahnviadukten sind auch die Bremskräfte zu berücksichtigen.

Bei ausgeführten Viadukten mit Halbkreisbögen von $l = 8$ bis 25 m Weite beträgt die Pfeilerstärke im Gewölbsanlaufe

für Tragpfeiler $0.15l$ bis $0.31l$, im Mittel $0.2l$

„ Standpfeiler $0.26l$ „ $0.47l$, „ „ $0.35l$

Bei den österreichischen Staatseisenbahnbauten steht für die Abmessungen der im Halbkreis gewölbten Viadukte (Abb. 135) folgende Tabelle in Anwendung:

Lichtweite	Meter	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
Scheitelstärke des Gewölbes		0·66	0·74	0·82	0·90	0·98	1·06	1·14	1·22	1·30	1·38
Kämpferstärke in unter 1:5 geneigter Fuge		0·80	0·90	1·01	1·12	1·28	1·50	1·76	2·08	2·52	3·15
Pfeilerstärke		1·30	1·60	2·00	2·40	2·80	3·20	3·60	4·00	4·40	4·80

Die Viadukte der schmalspurigen Albulabahn (1 m Spurweite) nach der Type Abb. 133 erhielten nachstehende Abmessungen:

Lichtweite	Meter	8	9	10	12	15	20	25	30	42
Scheitelstärke des Gewölbes		0·55	0·60	0·70	0·75	0·86	0·90	1·00	1·20	1·40
Kämpferstärke		0·80	0·90	1·00	1·10	1·20	1·35	1·50	1·90	2·60
Pfeilerstärke bis 5 m Höhe		1·20	1·35	1·50	1·70	2·00	2·70	3·60	—	—
Pfeilerstärke über 5 m Höhe		1·40	1·55	1·70	1·90	2·20	2·90	3·80	—	—

Nach unten ist, entsprechend dem Verlaufe der Stützlinien, die Pfeilerstärke zu vergrößern. Dies geschieht entweder absatzweise (Abb. 202), in der Regel aber durch geneigte Seitenflächen, also durch Anordnung eines Anzuges, der mit $\frac{1}{30}$ bis $\frac{1}{50}$ bemessen wird (Abb. 135). Bei hohen Pfeilern wäre auch eine krummlinige, konkave Begrenzung der Seitenflächen statisch richtig, doch ist deren Ausführung weniger einfach, so daß man sie besser, falls überhaupt eine möglichst schlanke Pfeilerform mit tunlichster Verminderung des Pfeilervolumens erzielt werden soll, durch eine geradlinig gebrochene Begrenzung ersetzt. So erhielten beispielsweise die Pfeiler der Albulabahnviadukte für die ersten 10 m Höhe einen Anzug von 1:40, für die zweiten 10 m von 1:30 und für die folgenden von 1:20 (Abb. 204). Im Fundament müssen die Pfeiler die mit Rücksicht auf den zulässigen Bodendruck notwendige Verbreiterung erhalten. Die Pfeiler sind auch in der Querrichtung nach unten zu verstärken. Die

Stirnflächen erhalten demnach entweder auch Absätze oder einen Anzug, der jenem der Seitenflächen gleich, meist jedoch noch größer gemacht wird, $\frac{1}{20}$ bis $\frac{1}{10}$, um der Wirkung des Winddruckes und der Seitenkräfte der Fahrzeuge zu begegnen. Dies gilt namentlich für Eisenbahnbrücken in Kurven, bei welchen den Pfeilern auf der Außenseite der Kurve erforderlichenfalls auch ein größerer Anzug gegeben wird, als auf der Innenseite. Breitere Pfeiler, Standpfeiler, werden zuweilen auch durch Vorsprünge, Lesenen, gegliedert.

Die Ausführung der Viadukt Pfeiler erfolgt gewöhnlich in Schichtmauerwerk oder in lagerhaftem Bruchsteinmauerwerk. Hausteinmauer-

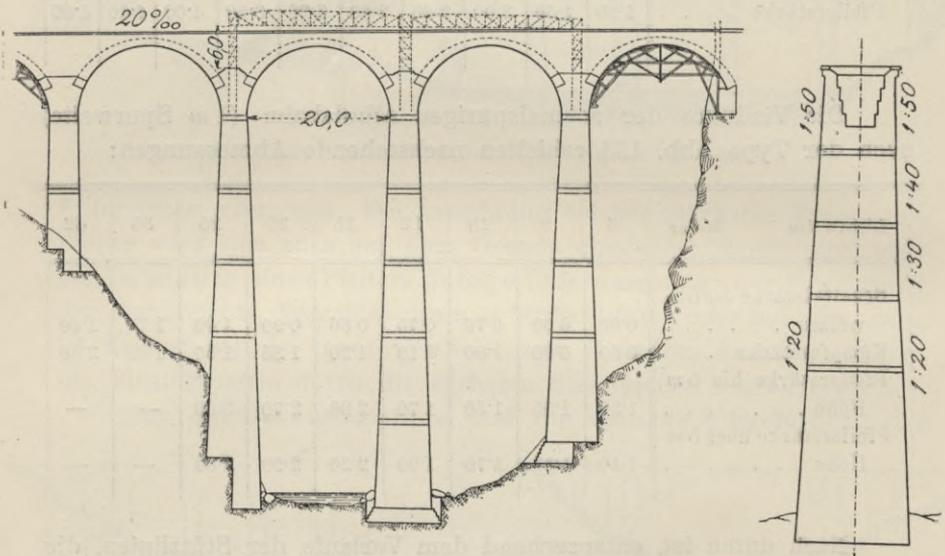


Abb. 204. Landwasserviadukt der Albulabahn. 1:1080.

werk oder eine Verkleidung mit Hausteinen nur bei monumental ausgestatteten Objekten. Auch die Armierung der Pfeilerecken mit Quadern kommt jetzt selten zur Anwendung. Bei hohen, in Bruchsteinmauerwerk ausgeführten Pfeilern empfiehlt es sich aber, durchbindende Hausteinschichten in Höhenabständen von etwa 8 bis 10 m anzuordnen, um eine gleichmäßigere Druckverteilung zu sichern. So haben die Pfeiler des in Abb. 135 dargestellten Viaduktes in je 10 m Höhenabstand eine doppelte Hausteinschicht von je 60 cm Schichthöhe erhalten. Die Hausteinschichten können auch durch durchbindende Betonschichten ersetzt werden.

Nach einer älteren, aber jetzt nicht mehr üblichen Bauweise hat man hohe und schlanke Viadukt Pfeiler noch unter dem Hauptgewölbe

durch gewölbte Bogen verbunden. Wir finden zwei verschiedene Anordnungen durchgeführt. Entweder sind zwischen die Pfeiler in gewissen Höhenabständen bloß schmale, meist segmentförmige Bögen gespannt, sogenannte Spannbögen, welche die Pfeiler gegen-

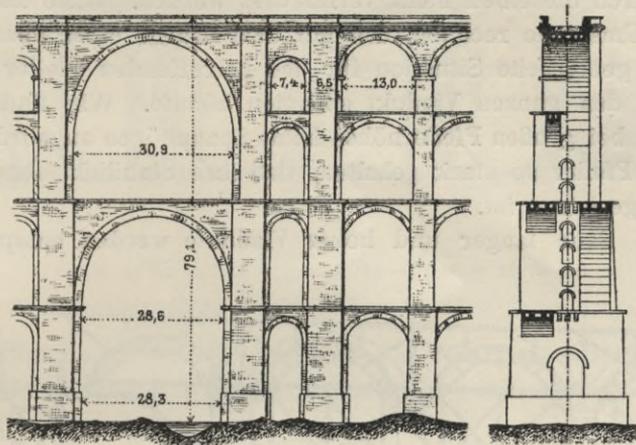


Abb. 205. Gölttschtalviadukt.

seitig abstützen sollen (Abb. 205) oder es sind Gewölbe in der ganzen Breite der Pfeiler ausgeführt, so daß das Bauwerk gewissermaßen dann aus mehreren übereinander gestellten Viadukten besteht, Stockwerksbau (Abb. 206). Im letzteren Falle kann die Öffnungsweite in den oberen Aufbauten auch verringert und es können die Pfeiler zum Teil auf die unteren Gewölbe gestellt sein, welche Anordnung man allerdings nur bei den ältesten Bauwerken dieser Art, so auch bei einigen aus der Römerzeit stammenden Aquädukten antrifft.

Es unterliegt keinem Zweifel, daß durch den eigentlichen Stockwerksbau die Massigkeit und Solidität des ganzen Bauwerkes gewinnt; jedoch kommt derselbe infolge des großen Baustoffaufwandes unverhältnismäßig teuer. Auch wird sich dabei eine große Belastung der Pfeilerfundamente herausstellen. Die Anordnung bloßer Spannbögen wäre wohl ökonomischer, aber immerhin werden die Kosten ihrer

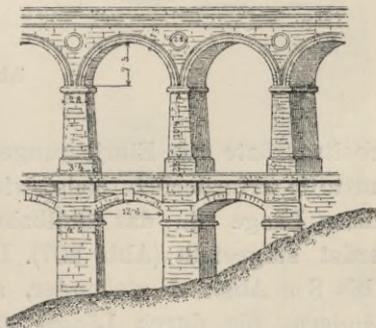


Abb. 206. Viadukt über die kalte Rinne der Semmeringbahn.

Herstellung durch die etwaige Ersparnis an den Pfeilern nicht aufgewogen. Es ist auch nicht gerade ratsam, die Pfeiler bei Anordnung von Spannbögen wesentlich schwächer zu dimensionieren, als wenn sie in der ganzen Höhe freistehend sind, da die Fugenpressungen im Pfeiler durch dieselben nicht vermindert werden. Auch müßte man mit dem Umstande rechnen, daß mit dem Bruche eines Spannbogens eine sehr gefährliche Situation für den betreffenden Pfeiler und dadurch für den ganzen Viadukt eintreten könnte. Wir finden daher jetzt auch bei großen Pfeilerhöhen keine Spannbögen angeordnet, vielmehr die Pfeiler so stark gehalten, daß ihre Stabilität ohne weitere Stützung gesichert ist.

Zum Baue langer und hoher Viadukte werden entsprechende

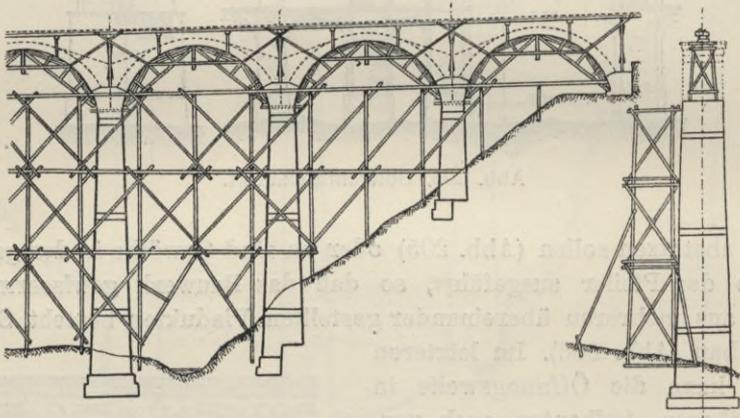


Abb. 207.

Arbeitsgerüste mit Einrichtungen für den Aufzug und Transport der Baustoffe erforderlich. Meist wird seitlich des Viaduktes und in seiner ganzen Länge ein das Rollbahn- oder Kranwagengeleise tragendes Gerüst aufgestellt (Abb. 207). Dasselbe besteht aus zwei Reihen, in 6 bis 8 m Abstand stehender, auf eine Grundschwelle aufgesetzten Ständern, die durch Längs- und Querhölzer in 8 bis 10 m hohe Etagen unterteilt und untereinander durch Diagonalstreben verbunden sind. Eine vorteilhafte Anordnung zeigt Abb. 208; hier ist die Achse des Baugerüstes in die Viaduktachse gelegt. Das Gerüst besteht aus zwei parallel zur Viaduktachse gestellten Ständerreihen, welche einen solchen Abstand haben, daß zwischen ihnen auf jeder Seite der Viadukt Pfeiler auf der Talsohle noch je ein Rollbahngleise Platz hat. Die Ständer in jeder Reihe stehen in 7 bis 8 m Entfernung und sind

untereinander und mit den gegenüberstehenden Ständern der anderen Reihe durch Diagonalkreuze verbunden. Die Gerüste sind mittels

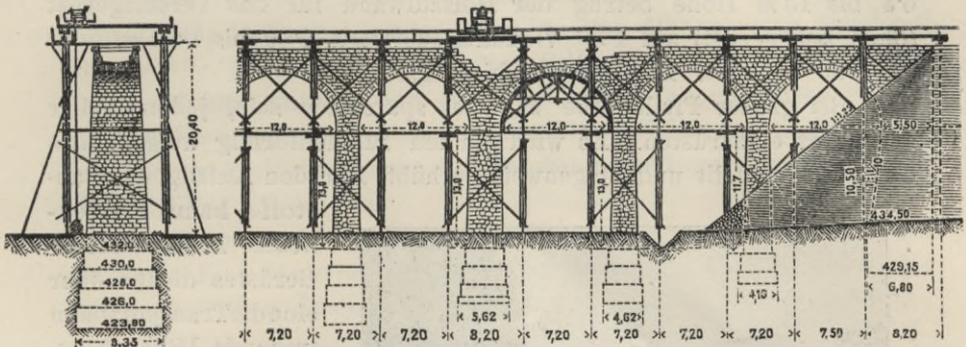


Abb. 208. Eisenbahnviadukt bei Mühlhausen, Linie Tabor—Pisek.

durchlaufender Langhölzer im Geschoße von 10 bis 13 m Höhe unterteilt; die Ständer des oberen Geschoßes sind auf das Langholz aufgesetzt und mit den darunter befindlichen Ständern durch angelegte Kuppelungshölzer verlascht. Auf den Kapphölzern, welche die beiden Ständerreihen in Viadukthöhe verbinden, liegen die mit Sattelhölzern verstärkten Balken, welche das Geleise für die Kranwagen tragen sowie die Unterzüge für die schmalen Laufstege, welche beiderseits des Krangeleises angebracht sind. Jeder Ständer ist nach außen durch eine schiefe Strebe abgestützt und steht mit dieser auf einer gemeinschaftlichen Grundschwelle. Die Verbindung der Gerüsthölzer ist durchwegs mit Schraubenbolzen bewerkstelligt. Der Kranwagen mit doppelter Parallelbewegung läßt jede Stelle innerhalb des Versetz-

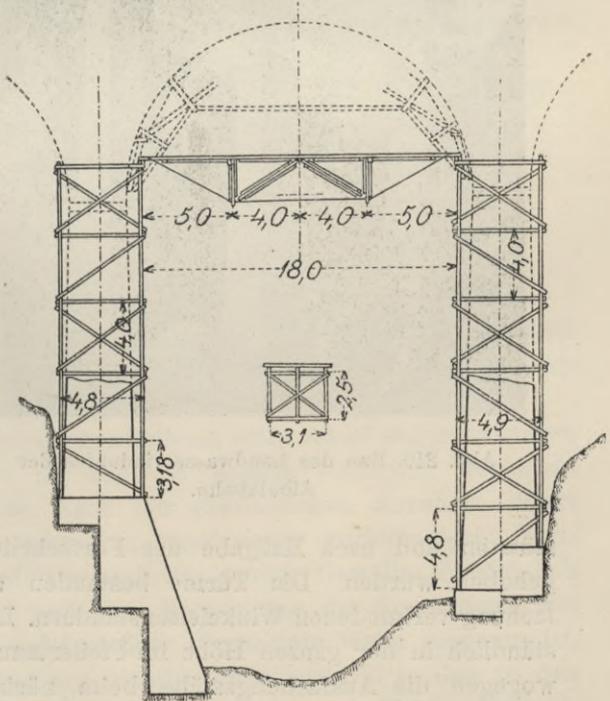


Abb. 209. Tischbachviadukt, Albulabahn.

ung der Gerüsthölzer ist durchwegs mit Schraubenbolzen bewerkstelligt. Der Kranwagen mit doppelter Parallelbewegung läßt jede Stelle innerhalb des Versetz-

gerüstet mit dem Hebezeuge erreichen; er ist für etwa $2\cdot2 t$ Tragkraft berechnet. Für drei nach dieser Type ausgeführte Viadukte von $6\cdot4$ bis $13 m$ Höhe betrug der Holzaufwand für das Versetzgerüst (ohne Lehrgerüst) auf $1 m^3$ Viaduktmauerwerk, $0\cdot09$ bis $0\cdot11 m^3$ oder auf $1 m^2$ verbaute Talfläche $0\cdot2$ bis $0\cdot4 m^2$.

Bei großer Pfeilerhöhe kann es sparsamer sein, jeden Pfeiler gesondert einzurüsten. Es wird ein ihn rahmenförmig umgebendes Gerüst aufgestellt und etagenweise erhöht. Für den Aufzug der Bau-

stoffe kann ein seitlicher Anbau dieses Gerüstes dienen oder eine die Transportbahn tragende Hilfsbrücke, welche die Pfeilergerüste verbindet (Abb. 209).

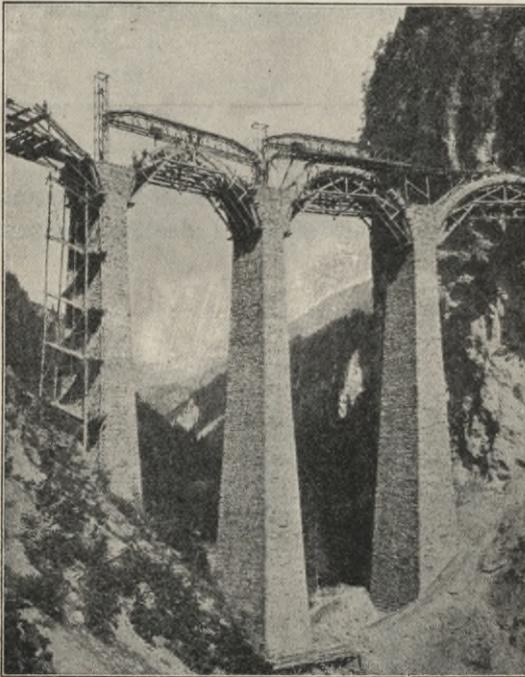


Abb. 210. Bau des Landwasserviaduktes der Albulabahn.

Bemerkenswert ist der Vorgang, der beim Baue des $65 m$ hohen Landwasserviaduktes der Albulabahn (Abb. 204) zur Anwendung kam. Hier wurde von der Aufstellung von Gerüsten für den Pfeilerbau ganz abgesehen und wurden diese Gerüste durch eiserne Hilfsbrücken ersetzt, die sich auf in die Pfeiler eingemauerte eiserne Türme

stützten und nach Maßgabe des Fortschrittes der Pfeilermauerung gehoben wurden. Die Türme bestanden aus je vier durch Ausfachung verbundenen Winkeleisenständern. Letztere mußten selbstverständlich in der ganzen Höhe im Pfeilermauerwerk belassen werden, wogegen die Ausfachungsstäbe beim nächstfolgenden Turmaufsatz wieder verwendet wurden. Die Hilfsbrücken hatten eiserne Fachwerksträger von $22\cdot7 m$ Länge und $2 m$ Höhe in einem Abstände von $1\cdot06 m$, welche nur in ihrer oberen Hälfte durch Andreaskreuze verbunden waren, so daß unterhalb dieser Querverbände ein freier

Raum zur Aufnahme der am Untergurte der Träger laufenden elektrischen Aufzugwinden verblieb. Ein Bretterbelag mit Geländer auf der oberen Gurtung bildete den Laufsteg von Pfeiler zu Pfeiler. Die Aufzugwinde hatte bei einem Gewichte von 1000 *kg* eine Tragkraft von 1500 *kg*. Das Eisengewicht einer Hilfsbrücke betrug 5000 *kg*; ihr Heben erfolgte mittels vier an den Türmen angebrachten Kettenflaschenzügen mit der fortschreitenden Pfeilerhöhe um je 3 *m*, nachdem vorher auch die Türme entsprechend verlängert worden waren (Abb. 210).

Es folgen auf Seite 298 und 299 einige Angaben über Kosten gewölbter Eisenbahnviadukte nach den durch die Abb. 135, 204 oder 208 dargestellten Ausführungstypen.

§ 28. Schiefe gewölbte Brücken.

Brücken mit schiefer Wölbung verursachen nur dann keine nennenswerte Erschwernis und Verteuerung, wenn die Ausführung in Stampfbeton oder Eisenbeton erfolgt, wogegen schiefe Mauerwerksgewölbe, die entweder ganz in Haustein oder wenigstens mit Stirnquadern auszuführen sind, wegen des komplizierten Fugenschnittes und der ungleichen Formgebung der Steine umständlich und teuer werden. Man führt daher Brücken mit schiefen Gewölben aus natürlichen Steinen jetzt nur mehr selten aus und ersetzt sie besser durch schiefe Betonwölbungen oder, wenn es angeht, durch die später zu besprechenden Anordnungen, welche die Anwendung normaler Gewölbe ermöglichen.

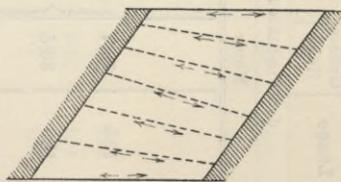


Abb. 211.

Ein schiefes Gewölbe, dessen Leibung einer schief abgeschnittenen Zylinderfläche angehört, ist auch in seinem statischen Verhalten nicht leicht zu beurteilen. Nach der gewöhnlichen Annahme denkt man es sich aus lauter schmalen, voneinander unabhängigen Gurtbogen bestehend, behandelt sonach das schiefe Gewölbe hinsichtlich seiner Dimensionierung und der Berechnung der Spannungen wie ein normales Gewölbe, welches über die schiefe Weite gespannt ist. Diese Annahme wäre aber nur richtig, wenn wirklich in den zu den Stirnbögen parallelen Schnittflächen keine inneren Kräfte (Normal- und Schubspannungen) wirken würden, eine Voraussetzung, die bei einem in Verband gemauerten oder einem monolithischen Betongewölbe nicht erfüllt ist. Es ist unschwer einzusehen, daß ein langes

Er- baut	Zahl der Gleise	Meter				Banart	Kosten	
		Obere Breite	Länge	Größe Höhe	Weite der Öffnungen		für 1 m ² Um- grenzungs- fläche	für 1 m ³ Mauer- werk
Französische Viadukte:								
Vor								
1870	1	4·50	125	33·7	16—20	Bruchstein und Quader	1696	17
1870	1	4·50	189	30·5			1619	73
1870	1	4·50	128	26·4		Bruchstein und Quader	6853	80
1870	2	—	357	54·0	22	Bruchstein und Quader	5815	154
1870	2	—	222	42·0	18	Bruchstein und Quader	4627	161
1873	2		155	43·0	7 × 16	Bruchstein	3991	139
1875	1	4·55	285	55·0	8 × 75		3048	106
1875	1	4·50	552	36·0	5 × 20	}	2052	121
1875	1	4·51		21·0	10 × 20			
1875	1	4·50	24·0	24·0	5 × 20	"		52·80
1875	1	4·50	146	7·0	12 × 8	"	921	126
1874	1	4·70	204	55·0	9 × 16	"	3357	93
1869	1	4·50	243	73·3	11 × 16	"	3339	85
1875	1	4·60	269	55·0	11 × 20	"	1103	37

1893	1	4·50	292	15·0	15 × 16	Bruchstein	1137	80	—
1897	1	4·50	1128	13·7	70 × 16 — 13	"	1282	125*	—
							1569	52	25·00
1898	1	4·76	191	49·1	12 × 20	"	857	52	—
1899	1	4·45	80	21·0	9 × 16	"	794	60	—
1900	1	5·00	190	27·0	3 × 16	"	810	61	—
				27·5	12 × 12	"			
Arlbergbahn:									
1884	1	4·60	320	6—13	8 — 10	"	536 — 680	61—63	—
1884	1	4·60	80	12	10 u. 20	"	826	60	25·15
1884	1	4·60	129	21	10 u. 22	"	1006	66	26·44
1884	1	4·60	124	54	12 u. 22	"	1718	66	26·20
1884	1	4·60	76	22	12 u. 20	"	884	64	23·76
Österr. Staatsbahnen:									
Tabor—Pisek:									
1890	1	4·50	65	6·4	5 × 10	"	842	65	28·44
1890	1	4·50	147	12·8	9 × 12	"	1116	56	26·61
1890	1	4·50	140	13·0	6 × 12 + 3 × 10	"	1230	60	26·43
Albulabahn:									
1 m Spurweite:									
1902	1	4·10	136	65	6 × 20	"	1835	47	27·17
1902	1	3·70	138	29	3 × 20 + 5 × 10	"	765	36	24·58

*) Teuere Fundierung der Pfeiler.

schiefes Gewölbe sich in seinem mittleren Teil mehr wie ein normales Tonnengewölbe verhalten wird, daß also hier die Ebenen der Hauptspannungen eine zu den Zylindererzeugenden mehr und mehr senkrechte Richtung annehmen werden, wogegen sie sich erst in unmittelbarer Nähe der Stirnflächen zu diesen parallel richten. (Abb. 211). Die obige Annahme von durchwegs zu den Stirnflächen parallelen Hauptspannungen wird um so unzutreffender, je schiefer und länger das Gewölbe ist. Man wird daher gut tun, schiefe Ge-

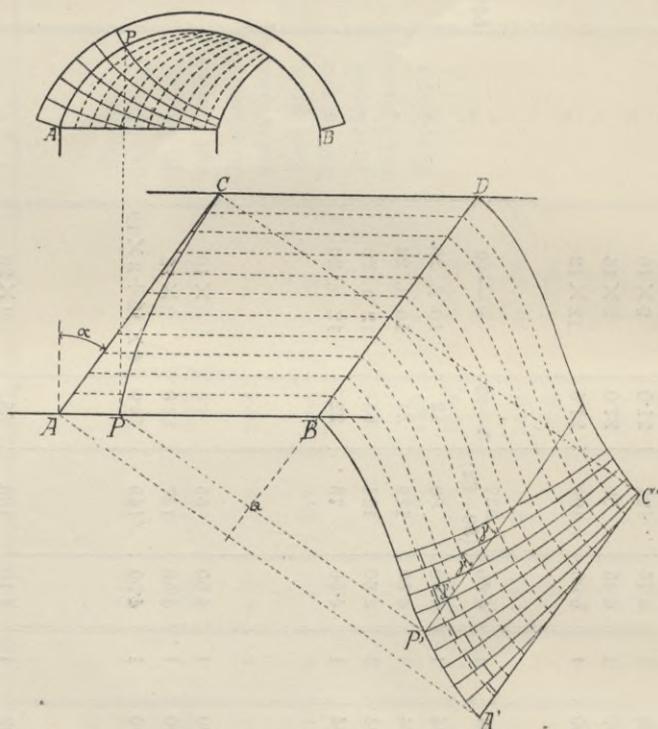


Abb. 212.

wölbe mit allzu spitzem Schnittwinkel, etwa unter 30° , überhaupt zu vermeiden.

Bezüglich des Steinverbandes schiefer Gewölbe ist an der Regel festzuhalten, daß die Lagerflächen möglichst normal zu den Hauptspannungsrichtungen zu legen sind. Läßt man die Annahme durchwegs paralleler Hauptspannungsebenen gelten, so sind die Lagerfugen an der inneren Gewölbleibung Kurven, welche die zum Stirnbogen parallelen Schnittbogen senkrecht durchschneiden. Sie stellen sonach in dem zum Stirnbogen senkrechten Aufrisse (Abb. 212)

Trajektorien dieser Parallelschnitte dar und lassen sich leicht verzeichnen, da ihre Tangenten zu den Krümmungsmittelpunkten der Parallelschnitte gerichtet sind. Die Lagerflächen hat man sich dann durch die Bewegung einer geraden Erzeugenden entstanden zu denken, welche längs der Lagerfugen hingeleitet, dabei parallel zum Stirnbogen und senkrecht zur Bogenachse oder zu den in der Leibung gelegenen Parallelschnitten bleibt. Die Stoßflächen der Steine sind durch lotrechte, zur Gewölbstirn parallele Ebenen zu bilden. Hienach unterliegt es keiner Schwierigkeit die Form eines Wölbsteines, der durch die Leibung und Rückenfläche des Gewölbes, durch die windschiefen Lagerflächen und durch seine beiden Stoßflächen begrenzt wird, durch seine orthogonalen Projektionen darzustellen (Abb. 213).

Man erhält in dieser Art den trajectorialen oder französischen Fugenschnitt eines schiefen Gewölbes, der aber den großen Nachteil besitzt, daß selbst bei kreisförmiger Krümmung sämtliche Wölbsteine verschieden werden.

Für die Durchführung des Steinschnittes empfiehlt es sich, die Lagerfugen in der Abwicklung zu zeichnen, welche entsteht, wenn man die innere Wölbfläche auf einer durch die Kämpferlinie gelegten Ebene abrollt (Abb. 212). Der Stirnbogen AB gibt in der Abwicklung die Kurve BA' , die auch seine wahre Länge darstellt. Ein Punkt P des Stirnbogens wird in seiner Abwicklung P' erhalten, wenn man auf der Senkrechten zur Kämpferlinie BD die Bogenlänge Pa des Normalschnittes von a aus aufträgt oder BP' gleich der Länge des Stirnbogens PB macht. Der Abstand der Kämpferlinien BD und $A'C'$ in der Abwicklung entspricht der Bogenlänge des Normalschnittes. Die zum Stirnbogen parallelen Schnitte sind in der Abwicklung gleiche, nach Richtung der Zylinderachse verschobene Kurven. Sie werden von den Lagerfugen auch in der Abwicklung senkrecht durchschnitten; letztere sind demnach als ihre Trajektorien leicht zu verzeichnen. Wie die Parallelschnitte sind auch die Lagerfugen identische Kurven, die in Richtung der Zylinderachse verschoben sind. Demnach wird auch jede Erzeugende der die Bogenleibung bildenden Zylinderfläche von sämtlichen Lagerfugen unter

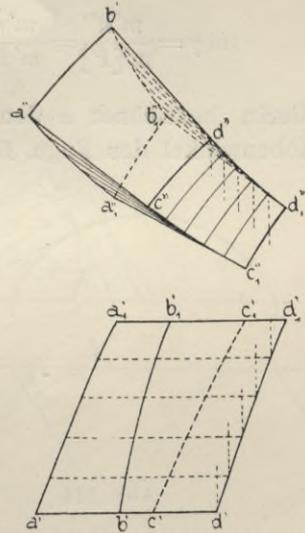


Abb. 213.

dem gleichen Winkel geschnitten. Wir nennen diesen Winkel γ den Fugenwinkel; seine Größe ist abhängig von der Lage der Erzeugenden und vom Schrägungswinkel α des Gewölbes. Da die Zylindererzeugende senkrecht zum Normalschnitt, die Lagerfuge dagegen senkrecht zum Parallelschnitt steht, so ist den Fugenwinkel auch gleich dem Winkel, welchen Normalschnitt und Parallelschnitt in dem betreffenden Punkte mit einandereinschließen. Legt man in P (Abb. 214) eine tangierende Ebene an die Zylinderfläche, so schließen die beiden, in dieser Ebene liegenden, an den Normalschnitt und den Parallelschnitt gelegten Tangenten den gesuchten Winkel ein. Seine wahre Größe kann durch Umlegen des Dreieckes $m'n'P$ (mit $m'[P] = m''P''$) erhalten werden. Es ergibt sich

$$\sin \gamma = \frac{m'n'}{m'[P]} = \frac{m'n'}{m'P'} \cdot \frac{m'P'}{m'[P]} = \frac{m'n'}{m'P'} \cdot \frac{m'P'}{m''P''} = \sin \alpha \cdot \sin \varphi.$$

Hierin bezeichnet α den Schrägungswinkel des Gewölbes, φ den Höhenwinkel der Fuge. Der Fugenwinkel γ wird hienach im Bogen Scheitel am größten und $= \alpha$, gegen die Kämpfer nimmt die Größe von γ ab.

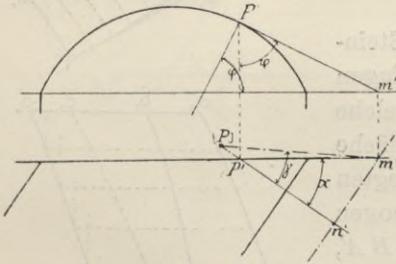


Abb. 214.

Der trajektoriale Fugenschnitt hat, wie oben bemerkt wurde, den Nachteil, daß die Wölbsteine verschieden werden und bei längeren Gewölben auch von sehr ungleicher Dicke, da die Lagerfugen mit zunehmender Länge einander immer näher kommen. Man

führt deshalb den Steinschnitt bei schiefen Quadergewölben besser nach einem Näherungsverfahren durch, unter Anwendung des Spirallinien- oder englischen Fugenschnittes.

Bei diesem werden die Trajektorien in der Abwicklung durch parallele Gerade ersetzt. Die Lagerfugen sind sonach parallele Schraubenlinien und die Lagerflächen werden Schraubenflächen, welche entstehen, indem sich eine Gerade längs dieser Schraubenlinien bewegt und dabei stets senkrecht auf der inneren Wölbfläche und parallel zur Gewölbstirn bleibt. Es ist klar, daß bei dieser Anordnung nicht sämtliche Lagerflächen auf der Stirnfläche senkrecht stehen und daß sich eine mehr oder minder große Abweichung gegen den theoretisch richtigen Fugenwinkel ergibt. Letztere wird am kleinsten erhalten, wenn man die Richtung der in der Ab-

wicklung geraden Lagerfugen nach dem Mittel aus den Grenzwerten des theoretischen Fugenwinkels, d. i. aus jenem für den Scheitel $= \alpha$ und aus jenem für den Kämpfer γ_0 bestimmt, also $\gamma_m = \frac{1}{2}(\alpha + \gamma_0)$ macht, wozu eine einfache geometrische Konstruktion verhilft (Abb. 215). Anstatt dieser Ermittlung kann die Richtung der Lagerfugen in der Abwicklung auch einfach senkrecht auf die Sehne DC' des abgewickelten Stirnbogens gelegt werden (Linie BF), was nur eine

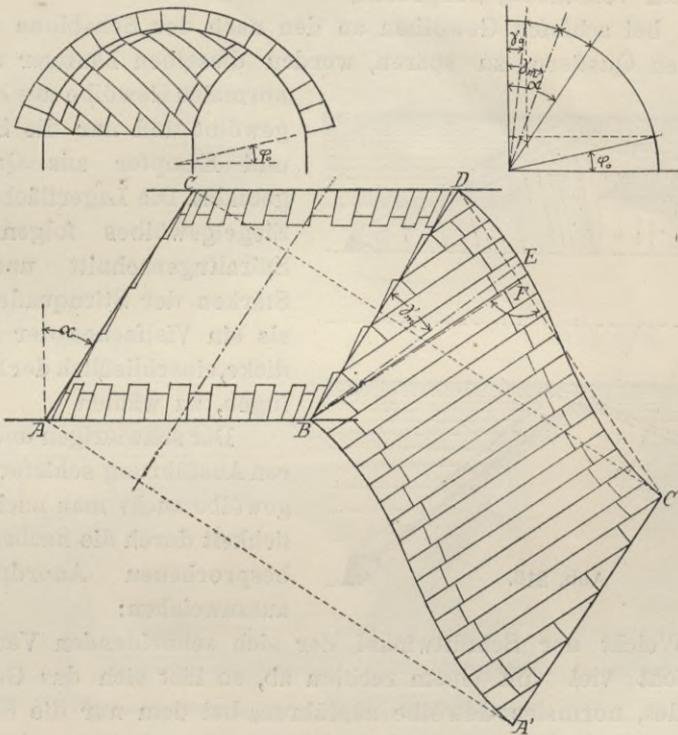


Abb. 215.

geringe Verschiedenheit von γ_m ergeben wird. Überhaupt kann die Rücksichtnahme auf eine gleichmäßige Einteilung beider Stirnbogen des Gewölbes zu geringen Änderungen in der Fugenrichtung veranlassen (Abb. 215). Die Abweichung des gewählten Fugenwinkels von den beiden Grenzwerten α und γ_0 soll aber jedenfalls unter dem Reibungswinkel bleiben und zur Sicherheit nicht mehr als etwa 10° betragen. Danach muß $\alpha - \gamma_0 < 20^\circ$ sein, was ein entsprechend flaches Gewölbe voraussetzt. Bei einem Kreissegmentbogen ergibt sich, daß

bei dem Schrägungswinkel $\alpha =$	20	30	40	50	60
das Stichverhältnis $\frac{f}{l} <$	0.5	0.35	0.28	0.23	0.19

zu wählen ist, damit dieser Bedingung entsprochen wird.

Durch die Anwendung des Spiralfugenschnittes erzielt man den Vorteil, daß die Steine in einer Schichte gleich breit werden. Ist der Normalschnitt der inneren Leibung ein Kreisbogensegment, so werden sämtliche Steine einer Schichte mit Ausnahme der Stirn- und Kämpfersteine, auch vollständig kongruent.

Um bei schiefen Gewölben an den nach der Schablone zu bearbeitenden Quadern zu sparen, werden dieselben häufiger als die

normalen Gewölbe aus Ziegeln gewölbt und nur die Stirnen und Kämpfer aus Quadern gebildet. Die Lagerflächen des Ziegelgewölbes folgen dem Spiralfugenschnitt und die Stärken der Stirnquader sind als ein Vielfaches der Ziegel-
dicke, einschließlich der Mörtel-
fugen, zu wählen.

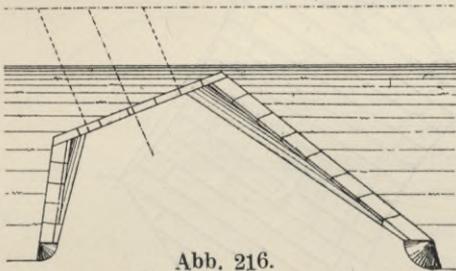
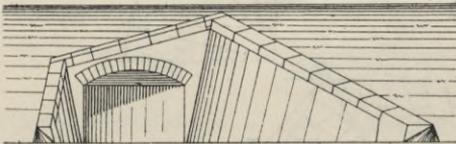


Abb. 216.

Der schwierigen und teuren Ausführung schiefer Steingewölbe sucht man nach Möglichkeit durch die nachstehend besprochenen Anordnungen auszuweichen:

1. Weicht der Schnittwinkel der sich schneidenden Verkehrslinien nicht viel von einem rechten ab, so läßt sich das Gewölbe als gerades, normales Gewölbe ausführen, bei dem nur die Stirnen, beziehungsweise die Stirnquader schräg abgeschnitten sind. Bei festen Steinen und gutem Längsverbande kann hier ein Schrägungswinkel bis zu etwa 10° noch zugelassen werden.

2. Bei kleinen Brücken und Durchlässen wird häufig die Verlegung des zu übersetzenden Weges oder Baches zwecks Erzielung einer rechtwinkligen Kreuzung sich als zulässig und zweckmäßig herausstellen. (Siehe Bd. I, S. 20.)

3. Bei schiefen Durchlässen unter Dämmen hat man wohl auch das normal ausgeführte Gewölbe durch darauf senkrechte Stirnen begrenzt, die dann schief in die Dammböschung einschneiden (Abb. 216). Bei großer Schrägung ergeben sich damit allerdings

stark unsymmetrische Stirnabschlüsse und auf einer Seite hohe Flügelmauern.

4. Man kann auch ein normales Tonnengewölbe durch schief

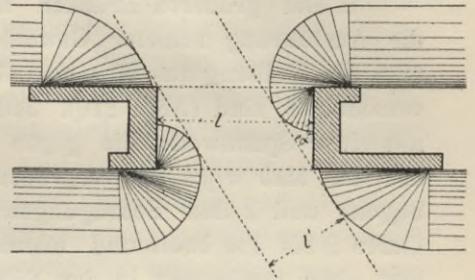
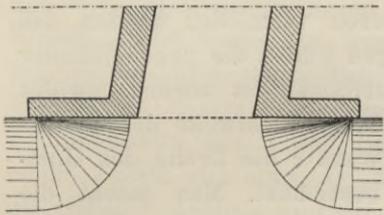
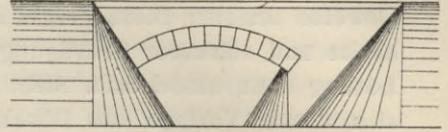
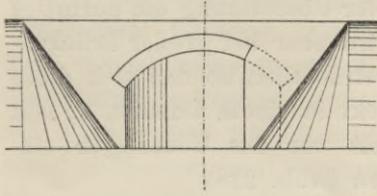


Abb. 217.

Abb. 218.

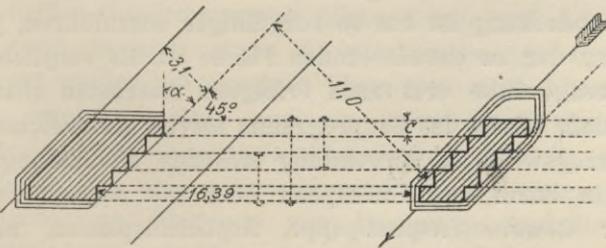
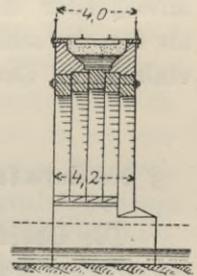
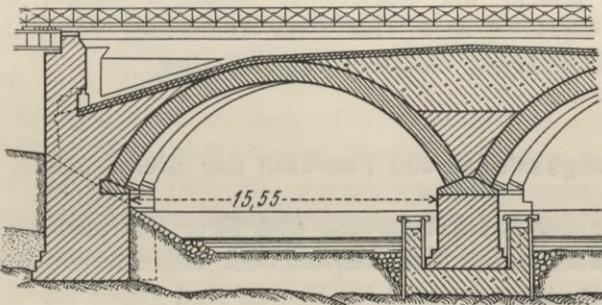


Abb. 219.

zur Achse gerichtete Widerlager schneiden. Die Stirnbogen werden dann unsymmetrisch und die Kämpferlinien ansteigende Kurven.

Diese Lösung ist sehr un schön und statisch ungünstig, man wird sie nur auf kleine und kurze Durchlässe anwenden (Abb. 217).

5. Durch Vergrößerung der Spannweite des Gewölbobogens läßt sich natürlich immer auch bei schiefer Übersetzung ein normales Gewölbe erzielen. Diese Vergrößerung wird aber bei großer Brückenbreite und stärkerer Schrägung recht beträchtlich, so daß sich diese Lösung dann ausschließt. Steht das Objekt in einem Damme, so läßt sich durch Vorlage des Böschungskegels vor das Widerlager einseitig eine Kürzung des Flügels erreichen (Abb. 218).

6. Bei größeren Brücken mit schieferm Kreuzungswinkel kann die Ausführung schiefer Gewölbe dadurch vermieden werden, daß man die Wölbung aus einzelnen Gurtbogen bildet, die gegeneinander verschoben sind (Abb. 219). Jeder Gurtbogen ist normal gewölbt mit einer Spannweite, die gegen die schräge Lichtweite der Brücke um das Maß $ctg\alpha$ zu vergrößern ist, wenn c die Breite des Gurtbogens und α den Schrägungswinkel bezeichnet. Man macht die Gurte 2 bis 4 m breit und mauert sie ohne gegenseitigen Verband, legt aber wenigstens in der Nähe des Scheitels horizontale eiserne Verbindungsschließen ein. Widerlager und Pfeiler sind unterhalb der Kämpfer nach der Richtung der Brückenschräge zu begrenzen. Die Mittelpfeiler fallen infolge der Gurtabsätze natürlich stärker aus als für ein schiefes Gewölbe, doch wird diese Anordnung wegen der einfacheren Gewölbausführung trotzdem ökonomischer.

§ 29. Entwässerungsanlagen und Fahrbahn der Steinbrücken.

Die Oberfläche der Brückengewölbe und ihrer Übermauerung, wie überhaupt aller übrigen mit dem Erdreich oder dem durchlässigen Fahrbahnkörper in Berührung stehenden Mauern sind gegen die eindringende Feuchtigkeit durch eine möglichst wasserdichte Deckschichte zu schützen. Diese Abdeckung ist um so sorgfältiger auszuführen, je geringer die Neigung der zu entwässernden Fläche ist. Es empfiehlt sich, größere Brückengewölbe erst nach erfolgtem Ausrüsten abzudecken, doch veranlaßt häufig das Bauprogramm hievon abzuweichen.

Das heute vorzugsweise in Anwendung stehende Abdichtungsmittel ist Asphalt in Form von Gußasphalt oder mit Asphalt imprägnierter filziger Gewebe (Asphaltpappe, Asphaltfilzplatten, mit Asphalt überzogene Jutegewebe, Tektolith). Als Unterlage dient eine einfache oder doppelte, in Zementmörtel verlegte Ziegelflächschichte oder eine 8 bis 10 cm hohe Beton- oder schwächere (etwa

3 cm starke) Zementmörtelschichte, welche die unebene Oberfläche des Mauerwerkes ausgleicht. Ein bloßer Zementmörtelverputz müßte, um dicht zu sein, rasch aufgebracht und mit einem glatt geriebenen Überzug von reinem Zementbrei versehen werden. Eine solche Zementdecke bietet aber nicht genügende Sicherheit für bleibende Wasserdichtheit, da sie infolge des Schwindens und bei Bewegungen und Erschütterungen des Bauwerkes leicht rissig wird. Asphaltpappe (Dachpappe) gibt zwar, namentlich in doppelter Lage und nicht besandet, auch eine dichte Decke, klebt gut und läßt sich gut überlappen, ist aber wenig fest und wird leicht durch Kieseindrücke beschädigt. Besseren Schutz liefert ein heißer Anstrich mit Naturasphalt, namentlich wenn dieser in doppelter Lage und in mindestens 25 mm Stärke aufgebracht wird. Man verwendet dazu Asphalt-Mastix mit etwas Goudron und in der oberen Lage mit einem Zusatz von etwa 20^o/_o reinen Kies. Elastischer und zäher als gestrichener Asphalt sind die von Spezialfirmen gelieferten Asphaltfilzplatten, die bei sorgfältiger Überlappung und Verkittung der Stöße mit darüber gestrichenem Asphalt eine gute Abdeckung geben, welche auch den Bewegungen des Bauwerkes folgen kann. Die aus Flachs- und Wollfasern hergestellten, mit Asphalt durchtränkten Filzplatten haben 2¹/₂ bis 4 mm Stärke, gewöhnlich 81 cm Breite und sind 10 cm breit zu überlappen. Für stärker geneigte Flächen empfiehlt sich Jutegewebe mit beiderseitigem heißen Asphaltanstrich. Die auf den österreichischen Staatsbahnen (Salcanobrücke u. a.) verwendeten Leiß-Zufferschen Platten enthalten eine zwei- bis dreifache Jutegeweblage mit dazwischen gestrichenem Asphalt-Goudron. Besser als die Verwendung solcher Platten soll sich die unmittelbare Aufbringung einer aus abwechselnden Lagen Goudron und Jute bestehenden Abdeckung bewähren. Auf die mit Beton oder einem Zementmörtelverputz ausgeglichene Oberfläche des Bauwerkes kommt ein heißer Goudronanstrich (zirka 1 mm), auf den sofort die Juteleinwand in sich etwas überdeckenden Querstreifen gelegt und hierauf wieder mit Goudron überzogen wird. Darauf kommt noch eine zweite Jutelage und ein nochmaliger Goudronanstrich. Als beste, aber auch teuerste Abdichtung gelten die Siebelschen Bleisulierplatten, welche eine dünne (0.2 mm) Bleieinlage zwischen einem beiderseitigen Überzuge von Dachpappe enthalten. Diese Platten werden lose aufgelegt oder mit einem Goudronanstrich aufgeklebt, wobei an den Stoßstellen die Bleieinlagen bloßgelegt, mit etwa 6 cm Überdeckung übereinandergelegt und sodann die Papplagen darüber wieder geschlossen werden. Die Kosten der Abdeckung mit

Siebelschen Bleiplatten stellen sich etwa doppelt so hoch (6 bis 8 K pro $1 m^2$) als jene eines Asphaltfilzplattenbelages.

Unmittelbar über der Abdeckungsschicht dürfen keine scharfkantigen Steine zur Überschüttung oder Bruchsteinhinterpackung verwendet werden, da sonst leicht Beschädigungen und Undichtheiten entstehen können. Es empfiehlt sich daher, das Dichtungsmaterial mit einer Ziegelflachschiecht oder mit einer Sandschicht zu bedecken.

Die Abdeckung hat sich auch über die inneren Flächen der Stirn- oder Parapetmauern, welche die Überschüttung seitlich begrenzen, zu erstrecken und es sind insbesondere die Ecken im Anschluß an das Gewölbe oder dessen Übermauerung auszurunden und gut abzudichten. Desgleichen sind auch Gelenke und Gelenkfugen sorgfältig zu überdecken und abzudichten (Abb. 125, 171).

Das durch die Fahrbahn durchsickernde und sich auf der wasserdichten Abdeckung ansammelnde Wasser ist durch geeignete Entwässerungsanlagen abzuleiten. Bei Straßenbrücken mit mehr oder weniger dichter Fahrbahndecke wird auch für eine Ableitung des Oberflächenwassers zu sorgen sein. Die Ableitung des eingesickerten Wassers kann auf verschiedene Art erfolgen:

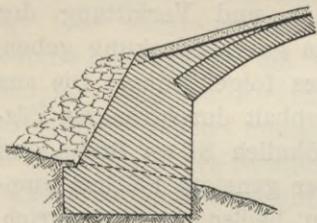


Abb. 220.

1. Nach den Enden der Brücke und über die Widerlager hinweg, die eine Steinhinterpackung erhalten, aus der man das

Wasser entweder in den Grund versickern läßt oder im Falle als der Boden lehmig ist, oder Wasserzudrang von der Lehne zu erwarten ist, durch Sickerschlitze oder Kanäle herausleitet (Abb. 220). Es ist diese Art der Entwässerung die einfachste, sie ist aber nur anwendbar bei Einzelbögen oder bei nicht zu langen Brücken, deren Abdeckung ein hinreichendes Gefälle gegen die Endwiderlager erhält. Wird zum Schutz der Abdeckung eine Sandschicht aufgebracht, so ordnet man für ihren Abschluß am Rücken des Widerlagers ein kleines, mit Schlitzen versehenes Mauerchen an.

2. Die Entwässerung durch den Gewölbescheitel ist nur möglich bei vollständiger Ausmauerung der Gewölbezwickel (Abb. 135, 221) oder bei Anordnung von Spandrillmauerwerk oder Sparbögen (Abb. 223). Die Abdeckung erhält ein Längs- und Quergefälle, so daß sich vier im Scheitel zusammentreffende Rinnen bilden. Das Längsgefälle soll mindestens 1:100, das Quergefälle 1:50, besser aber mehr, betragen. Bei breiten Brücken wird man durch sattelförmige Quer-

schnittsgestaltung der Abdeckungsflächen mehrere Längsrinnen ausbilden, welche das Wasser zu den Entwässerungsstellen im Scheitel leiten, woselbst es mittels eiserner Abfallrohre durch das Gewölbe durchgeführt wird. Das Abfallrohr erhält einen entsprechend breiten Teller, an den sich die Abdeckung gut anschließen muß und über den eine durchlöchernte, gußeiserne, mit Steinen umpackte Haube gestellt wird (Abb. 222). Bei Anordnung von Spandrilräumen muß

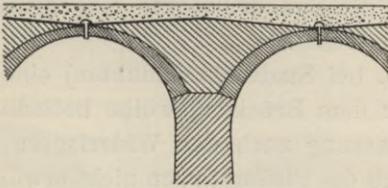


Abb. 221.



Abb. 222.

für einen genügenden Luftzutritt gesorgt werden, um diese trocken zu erhalten, was durch Anbringung von Einsteigschächten und Öffnungen in den Pfeilerstirnen erreicht wird.

3. Die Abführung des Wassers durch das Gewölbe in der Nähe des Kämpfers oder in einem höher gelegenen Punkte des Bogen-

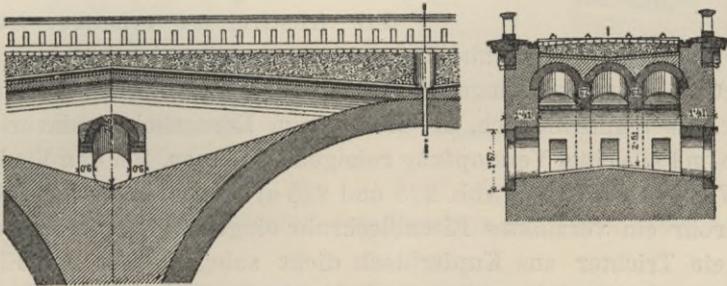


Abb. 223.

schenkels findet die häufigste Anwendung. Die Lage der Entwässerungsstelle richtet sich nach der Anordnung der Übermauerung oder der Sparbögen (Abb. 139, 141). Die das Wasser sammelnde Rinne enthält ein Quergefälle nach den Punkten, wo die Abfallrohre angebracht sind. Zur besseren Wasserführung wird die Rinne auch mit größerem Steinmaterial überdeckt und als Sickerschlitz ausgebaut oder es wird darüber ein geschlossener Kanal ausgeführt, der in den Seitenmauern Schlitze für den Wassereintritt erhält (Abb. 224). In

diese Kanäle können auch die Abfallschächte münden, welche bei Brücken von größerer Länge die Oberfläche der Fahrbahn zu entwässern haben.

4. Zuweilen hat man die in den Bogenzwickeln angeordneten Kanäle auch nach außen durch die Stirnmauern über den Mittelpfeilern entwässert, was aber wegen der Benässung der Stirnmauern und der dadurch leicht entstehenden Flecken- und Vegetationsbildung nicht zu empfehlen ist. Jedenfalls sind zum Schutze des Mauerwerkes an diesen Mündungsstellen vorspringende Steine, Wasserspeier, anzuordnen. (In Abb. 223 wird das in die Spandrillräume eingedrungene Wasser durch die Stirnmauern abgeführt.)

5. In jenen Fällen, wo (z. B. bei Stadtbahnviadukten) eine Abführung des Wassers in den unter dem Brückengewölbe befindlichen Raum nicht zulässig, eine Entwässerung nach den Widerlagern aber nicht möglich und eine solche durch die Pfeilerstirnen nicht erwünscht ist, erübrigt nichts anderes als eine Abführung des Wassers durch die Pfeiler. Hierzu dienen vertikale Abfallschläuche in den Pfeilern, die entweder weit genug angelegt werden, daß sie schließbar sind (Viadukte der Orleansbahn) oder in welche eiserne oder tönerner Abfallrohre eingesetzt werden. Um letztere frostfrei zu erhalten, ist den

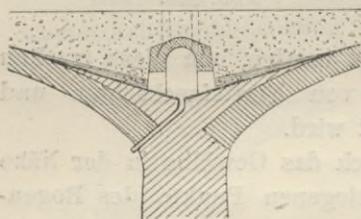


Abb. 224.

Pfeilerschächten eine entsprechende Mauerstärke zu geben. Man verlegt sie daher bei längeren Viadukten in die stärkeren Gruppenpfeiler. Es empfiehlt sich, die Rohre zum Herausheben einzurichten, um sie im Falle einer Verstopfung reinigen zu können. Bei den Viadukten der Wiener Stadtbahn (Abb. 225 und 225 a) wurde in das gußeiserne Abfallrohr ein verzinktes Eisenblechrohr eingehängt, an welches sich oben ein Trichter aus Kupferblech dicht anlegt. Über der Einflußöffnung steht ein weites, bis zur Bettungsoberfläche reichendes, über den Einfalltrichter glockenförmig erweitertes und durchbrochenes Gußeisenrohr, durch welches nach Wegnahme des oberen Abschlußdeckels das Blechrohr an daran angebrachten Handhaben herausgezogen werden kann.

Bei den durch das Gewölbe führenden Abfallrohren ist ein guter Anschluß an die Abdeckungsschicht besonders wichtig. Am besten ist es, wie oben erwähnt, einen breiten Teller an das Rohr anzugießen oder einen solchen auf die muffenartige Endigung des Rohres aufzusetzen und die abdeckende Asphaltsschicht über den

Teller zu führen. Auf den Teller wird entweder eine mit Löchern versehene Haube gestülpt oder es wird die Rohrmündung mit einer durchlöcherten Scheibe bedeckt (Abb. 226). Die Eintrittsöffnungen sollen dem lichten Rohrquerschnitt entsprechen. Soll gleichzeitig auch das Wasser von der Oberfläche der Brückenbahn abgeführt werden, so wird statt der Haube ein bis zur Brückenbahn reichendes, in seinen Wandungen durchlöchertes Rohr auf den Teller gesetzt. Die Abfallrohre läßt man

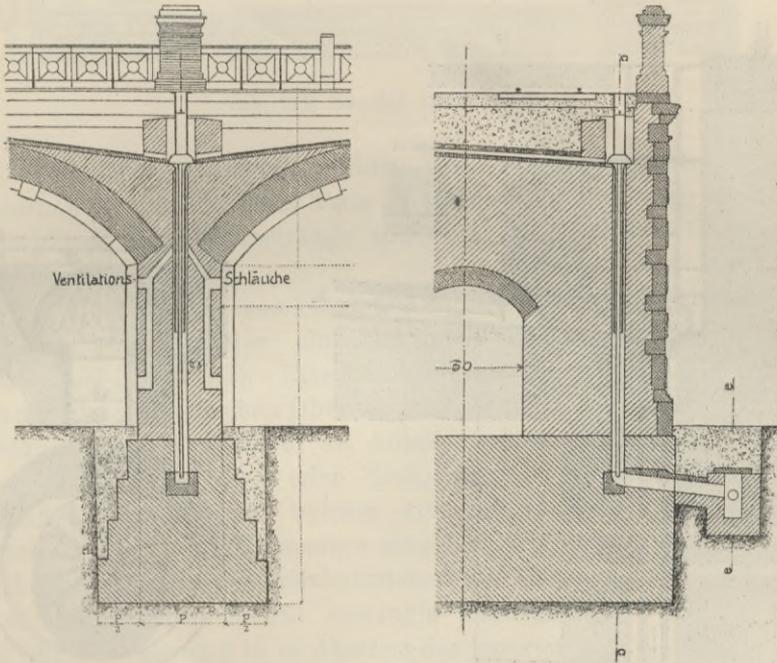


Abb. 225. Entwässerungsanlage in den Viadukten der Wiener Stadtbahn.

an der inneren Gewölbleibung etwas vorstehen. Ihr lichter Durchmesser ist, wenn F die zu entwässernde Fläche in m^2 ist, zumindest mit d (in cm) $= \sqrt{F}$ anzunehmen.

Für die Fahrbahndecke der Straßenbrücken kommt entweder eine bloße Beschotterung (Chaussierung), die im Mittel 25 cm stark gemacht wird oder für längere Brücken der besseren Entwässerung wegen, sowie für städtische Brücken eine Pflasterung zur Anwendung. Da es sich bei Steinbrücken nicht in dem Maße um Verminderung des Eigengewichtes handelt, wie bei Holz- oder Eisenbrücken, so wird man das widerstandsfähigere Steinpflaster einer in Holz gepflasterten Fahrbahn vorziehen. Wo es sich um glatte Fahrbahn,

sanftes und geräuschloses Fahren handelt, kann man sich auch für Asphaltbahnen aus Stampfasphalt entscheiden. Die zirka 7 bis 8 cm starke Asphaltdecke erfordert eine etwa 15 cm starke Betonschichte als tragende Unterlage; auch das Pflaster wird häufig auf eine Schichte Magerbeton gebettet.

Die Fußwege sind durch Bordsteine von der Fahrbahn zu trennen und über diese zu erhöhen. Sie erhalten einen Plattenbelag, Mosaikpflaster oder eine Asphaltierung auf Beton. Des besseren

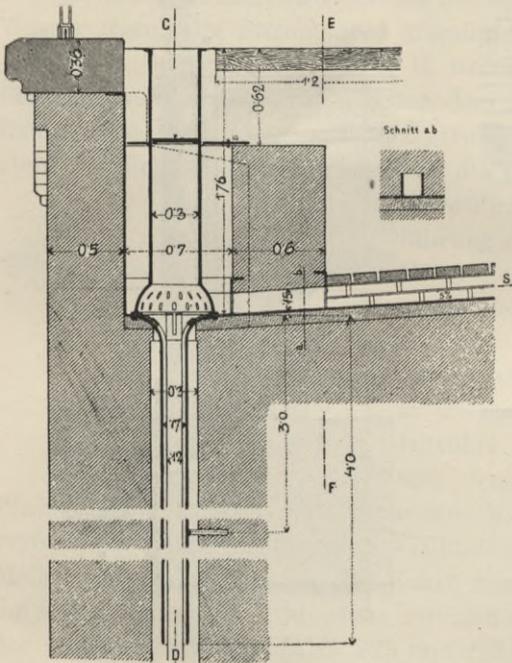


Abb. 225 a.

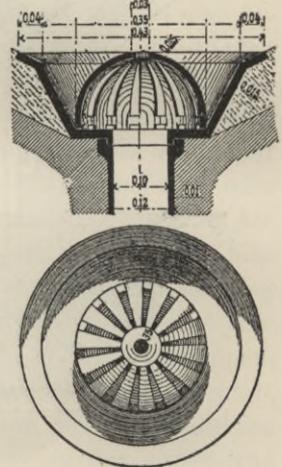


Abb. 226.

Wasserablaufes wegen gibt man den Fußwegen ein kleines Quergefälle (1:50) nach der Fahrbahn zu. An die Bordsteine schließt auf Seite der Fahrbahn eine gepflasterte oder aus besonderen Rinnsteinen gebildete Rinne. Bei städtischen Brücken sind für die Aufnahme von Wasser-, Gas- und Kabelleitungen Hohlräume vorzusehen, welche am besten unter den Fußwegen angeordnet werden (Abb. 155 c, 227). Man überdeckt sie mit Stein-, oder um an Höhe möglichst zu gewinnen, mit armierten Betonplatten.

Bei neueren gewölbten Straßenbrücken, namentlich bei solchen aus Beton oder Eisenbeton finden wir die Fußwege zum Teil ausgekragt, um durch Verminderung der Gewölbbreite eine Kostenerparnis

zu erzielen. Die Ausladung, welche 50 bis 80 cm in der Regel nicht überschreitet, wird entweder bloß durch eine ausgekragte, armierte und entsprechend verankerte Betonplatte gebildet (Abb. 154, 175 c) oder man unterstützt eine solche Platte durch Konsolen, welche entweder in den Stirnmauern, beziehungsweise im Gewölbe zu verankern sind (Abb. 149 e) oder bei einer Plattenbalken-Fahrbahn die

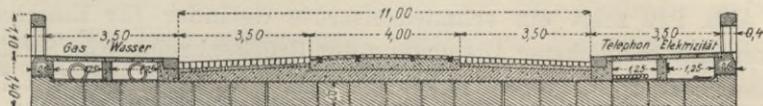


Abb. 227. Baseler Rheinbrücke.

Fortsetzung der Querträger bilden (Abb. 169 c). Bei der Dimensionierung der ausladenden Teile hat man eine Belastung des Fußweges durch Menschengedränge sowie das Gewicht der Geländer in Rechnung zu bringen.

Bei Überführung von Straßenbahngeleisen ist eine entsprechend hohe Kiesbettung oder eine Betonunterlage anzuordnen (Abb. 227). Eisenbahnbrücken erhalten meist den gleichen Oberbau wie die freie Strecke, also ein etwa 40 cm hohes, wasser-durchlässiges, aus Kies oder Steinschlag bestehendes Schwellenbett, welches von den mit Platten abgedeckten Stirnmauern eingefasst wird. Wird die Breite der Eisenbahnbrücken auf das durch das Lichtraumprofil verlangte Mindestmaß (für Vollbahnen 2·15 m Abstand der inneren Geländerkante von der nächsten Geleisachse) beschränkt, so sind bei größerer Brückenlänge (Viadukte) ausgekragte Rettungsnischen anzuordnen. Abb. 228 zeigt die bei den Viadukten der Albulabahn (Abb. 133) dafür angewandte Konstruktion.

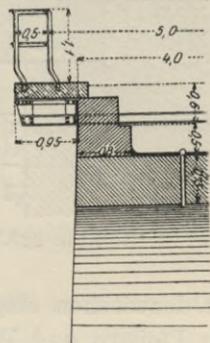


Abb. 228.

§ 30. Geländer und architektonische Ausschmückung.

Die Brückenbahn ist seitlich durch Geländer oder Brüstungen zu begrenzen. Ihre Höhe soll nicht unter 1 m, besser 1·10 bis 1·20 m, über dem Gehplanum betragen. Für Steinbrücken von monumentalem Charakter eignen sich vorzugsweise steinerne Brüstungen, sonst kommen aus Sparsamkeitsrücksichten häufig eiserne Geländer zur

Anwendung, welche geringeren Raum einnehmen, sonach eine kleinere Gesamtbreite der Brücke erfordern und bei einfacher Ausführung auch billiger sind als Steingeländer.

Am einfachsten können die Geländer der Eisenbahnbrücken gehalten werden und bestehen diese gewöhnlich nur aus gußeisernen oder von Winkel- oder anderen Formeisen gebildeten Pfosten in 1·5 bis 2 m Abstand, die durch 2 oder 3 horizontale Stangen verbunden sind. Abb. 229 zeigt ein schmiedeeisernes Geländer für Eisenbahnbrücken mit möglichster Ausnutzung der Brückenbreite. Für Straßenbrücken werden dichtere Geländerabschlüsse verlangt mit Maschenweiten von nicht über 15 cm. Es werden daher bei einfachen schmiede-

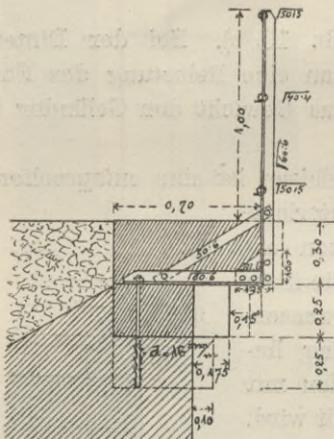


Abb. 229.

eisernen Stabgeländern zwischen den stärkeren Geländerpfosten lotrechte Stäbe in 10 bis 15 cm Abstand angeordnet oder netzartige Füllungen eingesetzt. Reichere Geländer werden am schönsten und solidesten ganz in Schmiedearbeit oder mit teilweiser Zuhilfenahme von Gußeisen ausgeführt. Die Geländerpfosten sind in den Gesimsdeckplatten durch Einlassen und Vergießen oder durch Einbetonieren sicher zu befestigen; schwache Pfosten sind durch Fußbüge nach außen abzustreben. Bisweilen werden auch zur Erhöhung der Stabilität in

Abständen steinerne Brüstungspfeiler mit dazwischen eingesetztem eisernen Geländer oder wenigstens über den Pfeilern und Widerlagern steinerne Brüstungen angeordnet.

Die Steingeländer werden aus Werkstücken, aus Beton (Kunststeine, oder in Schalung gestampft) oder aus Stein in Verbindung mit Ziegeln hergestellt. Sie erhalten durchschnittlich eine Stärke von 25 cm. Werden einzelne stärkere Brüstungspfeiler (Postamente) angeordnet, so kann das dazwischen liegende Parapet auch schwächer gehalten werden. Die Werkstücke des Parapets läßt man mit einem Falz von 2 bis 3 cm Höhe in die Gesimsplatte greifen oder verbindet beide Teile durch eiserne Dübel. Was die architektonische Ausgestaltung der Steingeländer betrifft, so wird man in der Regel durch Brüstungspfeiler, Postamente oder stärkere Pfosten Abschnitte bilden, um die Einförmigkeit zu unterbrechen. Auch kann die Anbringung von Laternen oder Masten für Trolleys solche stärkere Pfeiler notwendig machen.

Einzelne dieser Postamente an jenen Brückenstellen, die besonders hervorzuheben sind, Pfeiler, Bogenseitel, können höher gehalten werden als die übrige Brüstung, an den Brückenenden werden sie allenfalls auch noch in besonderer Weise oder zu Pylonen ausgebildet, um den Abschluß der Brücke zu markieren.

Die Steinbrüstungen gliedern sich in der Regel der Höhe nach in drei Teile: den untersten Teil bildet der Sockel, den obersten eine bekrönende, einfacher oder reicher profilierte Platte. Bei einfachen Ausführungen kann letztere auch wegbleiben. Die Brüstung besteht dann aus einer vollen Wand mit einem Sockelabsatz (Abb. 230). Bezüglich der Einzelheiten der Formgebung reicher profilierter Postamente und Geländer ist auf die architektonische Formenlehre zu verweisen.

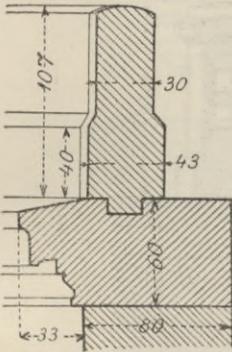


Abb. 230.

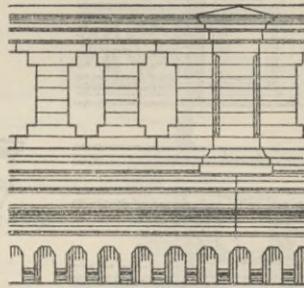
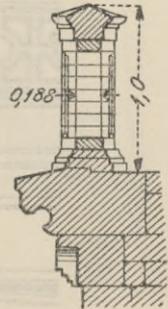


Abb. 231.



Die Wandfläche der Steingeländer kann in verschiedener Weise ausgebildet werden:

a) Als glatte Wand. Durch eine Umrahmung mit einspringenden oder vortretenden einfachen Gesimsen läßt sich die Einförmigkeit etwas beheben.

b) Als gemusterte oder teilweise durchbrochene Wand (Abb. 231). Im Ziegelrohbau lassen sich namentlich durch Durchbrechungen oder durch verschieden gefärbte Steine mannigfache Muster erzielen. Im Betonbaue werden möglichst einfache Formen bevorzugt und finden wir die in der Schalung gestampften Brüstungen meist mit glatten Wänden ausgeführt, die entweder voll sind oder rechteckige Durchbrechungen erhalten¹⁾. Für Brüstungswände aus Beton, die durch

¹⁾ Bei solchen Betonbrüstungen von größerer Länge darf nicht unterlassen werden, Trennungsfugen anzuordnen, die man durch Einlegen eines Zinkblechstreifens derart ausbildet, daß die getrennten Teile mit keilförmiger Feder und Nut ineinander eingreifen.

nicht zu weit abstehende Pfeiler verstärkt sind, genügt eine Stärke von 10 bis 15 *cm*. Brüstungen aus Eisenbeton mit voller Wand, deren Armierung in die Stirnmauern entsprechend einzubinden ist, ermöglichen noch geringere Wandstärken (8 bis 10 *cm*). Bei Verwendung von Stein oder Kunststein können auch reicher gegliederte Füllungen eingesetzt werden (Abb. 232).

c) Als Stabgeländer. Die Geländerwand besteht aus dicht nebeneinander stehenden vertikalen Teilen. Hieher gehört das Dockengeländer, welches in Renaissanceformen für architektonisch reicher ausgestattete Brücken Anwendung findet (Abb. 233). Die Docken können aus natürlichem oder Kunststein gefertigt sein als Rotationskörper oder mit quadratischem Querschnitte.

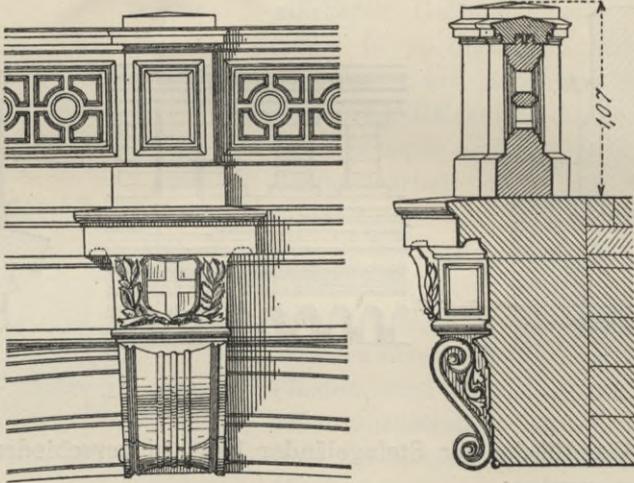


Abb. 232.

d) Zinnengeländer. Diese aus dem Burgbaue herrührende Mauerbekrönung wird hie und da zu den Brüstungen der Steinbrücken verwendet, wenn in Übereinstimmung damit mittelalterliche Architekturformen zur Anwendung kommen. Die Einschnitte sind schmaler, etwa nur $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{3}$ so breit zu halten als die Zinnen.

Neben den Geländern spielen in der architektonischen Ausschmückung einer Steinbrücke eine Rolle: das Hauptgesims, die Ausgestaltung der Mittelpfeiler und Widerlager, etwa Balkonausbauten zuweilen auch kleinere oder größere Aufsätze auf den Landpfeilern, welche nur als Dekoration dienen oder für Brückenwächter, Bahnwärter oder Brückengeldeinnehmer bestimmt sein können.

Das Hauptgesims fehlt in der Regel auch bei der bescheidensten

Durchführung nicht, wenn nicht bei Anwendung mittelalterlicher oder moderner Architekturformen das in der Flucht der Stirnmauern liegende Parapet selbst als Bekrönung des Bauwerkes aufgefaßt und behandelt wird. Sonst wird man wohl daran festhalten, die Fahrbahn der Brücke als ihren oberen Abschluß auch in der Fassade zum Ausdruck zu bringen und durch die vorstehenden Deckplatten der Stirnmauern zu markieren. Diese Platten erhalten 20 bis 40 cm Höhe und 10 bis 15 cm Ausladung. Bei größerer Ausladung sind doppelte Kragsteine oder einzelne Kragsteine (Abb. 234, 235) anzuordnen,

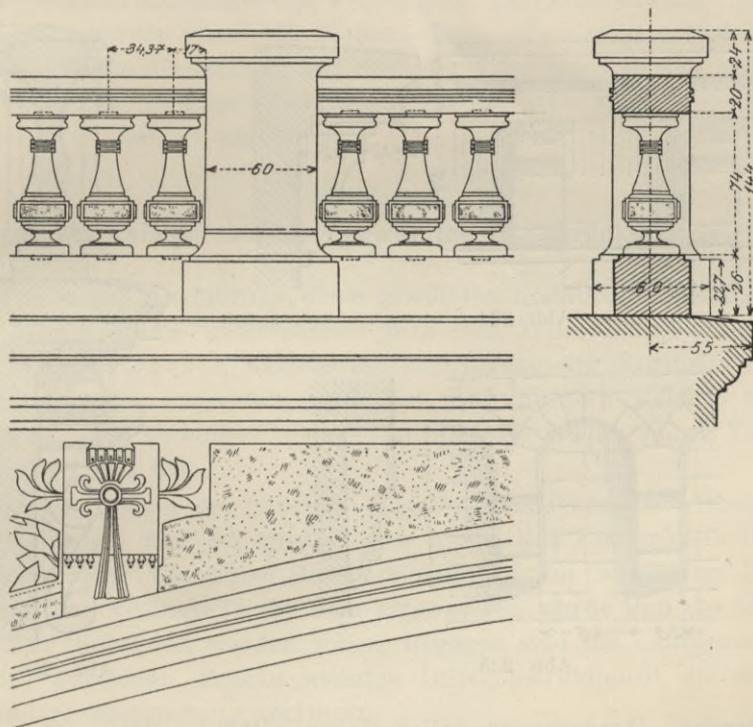


Abb. 233.

wenn nicht eine Ausführung in Eisenbeton mit noch weiter auskragender Fußwegplatte gewählt wird. Die Höhe und Ausladung des Hauptgesimses soll zu der Größe und Höhe des Bauwerkes in Beziehung stehen und es ist dabei auch auf den Standort und dessen Entfernung, von dem aus das Gesims betrachtet werden kann, Rücksicht zu nehmen. Hohe Viadukte werden demgemäß ein kräftigeres, in einfachen Formen gehaltenes Gesims verlangen als flache Brücken, deren Gesims feiner und reicher profiliert werden kann. Die Abb. 230 bis 236 geben hiefür einige Beispiele.

Die Ausschmückung der Stirnflächen wird vor allem auf eine Gliederung dieser Flächen hinausgehen. Bei Anordnung von Sparbögen ist diese von selbst gegeben und wirken große Steinbrücken schon allein durch ihre konstruktiven Formen, die keiner weiteren Ausschmückung bedürfen. Bei vollen Stirnmauern kann man die Bogenstirne etwas vortreten lassen und entweder bei monolithischer Ausbildung mit einer fries- oder bandartigen Chambrane versehen oder in mehr oder weniger kräftiger Quaderrustik halten. Man beachte aber dabei den Grundsatz, nur materialechte Ausführungen zu

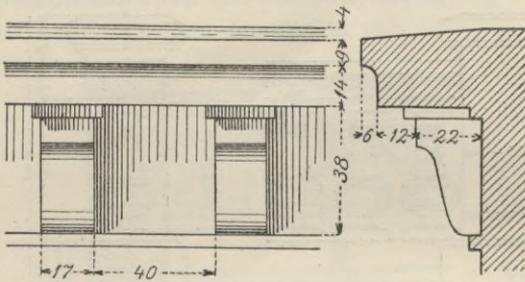


Abb. 234.

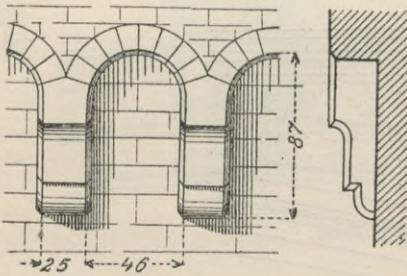


Abb. 235.

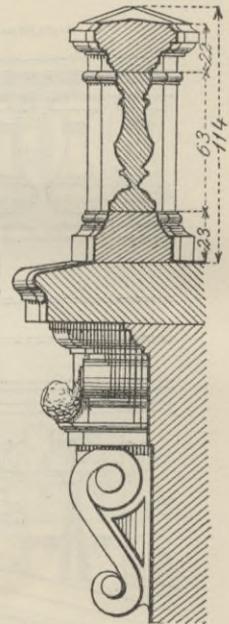


Abb. 236.

verwenden. Quaderungen sollen daher nicht in Beton oder Putz imitiert werden. Betonbrücken haben eine Stirnverkleidung in Stein zu erhalten oder sie sind auch in der Fassade als Monolithbauten zu behandeln. In letzterem Falle empfiehlt sich die Verwendung eines sogenannten Vorsatzbetons, d. i. Kiesbeton aus ausgewählten Zuschlagstoffen in besserer Mischung, der in einer etwa 10 cm starken Schichte an der Außenschalung gleichzeitig mit dem übrigen Betonkörper eingebracht und gestampft wird. Sonst kann man auch durch leichte Bearbeitung, Stocken, des in der Schalung gestampften Betons eine gleichmäßige, steinartige Oberfläche erzielen.

Will man die glatten Stirnmauern der Gewölbszwickel verziern,

so kann dies durch Anordnung etwas vertiefter, umrandeter Flächen oder durch Anbringung von Rosetten, Kartuschen geschehen.

Weitere architektonische Motive ergeben sich durch die Ausgestaltung der Pfeiler und Widerlager. Bei Talbrücken werden die stärkeren Trennungs- oder Gruppenpfeiler gewöhnlich durch Pilaster gegliedert. Bei Strompfeilern können die Vorköpfe bis zur Fahrbahn hinaufgeführt oder über denselben Pilaster von rechteckigem, polygonalem oder halbrundem Querschnitt angeordnet werden. Bei genügendem Vorsprunge dieser Pfeileraufsätze können damit Austritte in den Geländerbrüstungen in Verbindung gebracht werden. Man hat solche Austritte über den Pfeilern auch balkonartig ausgekragt oder daselbst, um die Stellung der Pfeiler auf der Brückenbahn selbst zu kennzeichnen, kräftigere Geländerpostamente oder auch besondere bekrönende Aufbauten angebracht.

§ 31. Lehrgerüste der gewölbten Steinbrücken.

In dem zur Ausführung einer gewölbten Steinbrücke erforderlichen Arbeitsgerüste unterscheidet man zwei Teile: Das Versetz- oder Transportgerüst, welches die Zubringung der Baustoffe zur Verwendungsstelle vermittelt, und das Lehrgerüst, welches zur Herstellung des Gewölbes dient und dasselbe bis zu seiner Vollendung zu tragen hat.

Die Zubringung der Baustoffe und die Herrichtung der Arbeitsstellen erfordert nur bei großen oder hohen Brücken größere Gerüstanlagen oder besondere Hilfsvorrichtungen, auf welche bei Besprechung der Viadukte (§ 27) kurz hingewiesen wurde und die hier nicht näher behandelt werden sollen. Dagegen sind die Lehrgerüste bei jeder gewölbten Brücke wichtige Hilfskonstruktionen, die eine eingehendere Besprechung verlangen.

Druck auf das Lehrgerüst. Um das Lehrgerüst als Tragwerk dimensionieren zu können, ist es zunächst notwendig, den vom Gewölbe während seiner Ausführung auf dasselbe ausgeübten Druck zu bestimmen.

Es sei (Abb. 237) $abcd$ ein zuletzt aufgebrachter Wölbstein, der sich auf das Lehrgerüst und gegen den unterhalb befindlichen fertigen Gewölbteil stützt. Den Druck N auf das Lehrgerüst nehmen wir in normaler, d. i. radialer Richtung an, wogegen in der Fläche cd mit Berücksichtigung der Reibung, die bei einem Nachgeben des Lehrgerüsts und einem Abgleiten der Steine zu überwinden wäre,

der daselbst wirkende Druck D unter dem Reibungswinkel φ zur Normalen angenommen werden kann. Die Zerlegung des Gewichtes G des Steines nach den Richtungen von N und D liefert in dem Krätedreiecke $01n$ die gesuchten Drücke und es kann nun auch das Gleichgewicht der Kräfte an dem nächsten Gewölbsteine $cdef$ untersucht werden. Auf diesen wirkt außer seinem Gewichte G_1 der obere Fugendruck D , welche beide Kräfte sich zu einer Resultierenden R_1 zusammensetzen, der wieder durch die Gegendrücke N_1 und D_1 das Gleichgewicht gehalten wird. N_1 ist normal zur Leibung und D_1 unter dem Reibungswinkel zur Normalen auf die Fuge ef gerichtet.

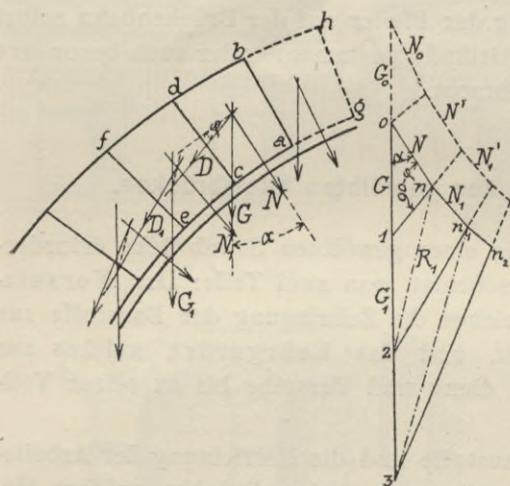


Abb. 237.

Diese Drücke werden durch das Kräteviereck $12n1n_1$ bestimmt. In dieser Weise fortfahrend lassen sich die Drücke N_2, N_3, \dots der übrigen Gewölbsteine auf das Lehrgerüst ermitteln. In den unteren Gewölbpartien kann dann allerdings die Richtung des Fugendruckes D aus der Fuge heraustreten, was besagen würde, daß die Bewegung der Steine beim Nachgeben des Lehrgerüsts nicht mehr durch Gleiten, sondern durch Kippen erfolgen würde.

Man hat dann die Richtung von D nicht mehr unter dem Reibungswinkel anzunehmen, sondern durch die Fugenkante zu legen.

Denkt man sich jetzt einen weiteren Gewölbstein $abgh$ hinzugefügt, so liefert dessen Gewicht G_0 zunächst wieder die Drücke N_0 und D_0 , es ändern sich aber durch die Einwirkung von D_0 auch die Kräfte der vorhergehenden Steine und die Normaldrücke auf das Lehrgerüst werden N', N_1', N_2', \dots , wofür der gestrichelte Kräteplan gilt. Infolge der Krümmung des Gewölbes konvergieren aber die Richtungen der Kräfte D und es ist daher $N' < N$ und $N_1' < N_1$ usw. Es wird sonach an jeder Stelle des Lehrgerüsts der größte Druck dann auftreten, wenn die Mauerung des Gewölbes noch nicht über diese Stelle hinaus fortgesetzt ist.

Für die Dimensionierung des Lehrgerüsts wird man diese Maximaldrücke einzuführen haben, obwohl sie im allgemeinen nicht

gleichzeitig auftreten können. Wird aber, wie dies bei größeren Gewölben stets der Fall ist, von mehreren verteilten Stellen ausgemauert, so werden die Drücke mit ihren Größtwerten auch gleichzeitig an diesen Stellen zur Wirkung kommen.

Bezeichnet α den Winkel des Normaldruckes zur Lotrechten, so wird $N = G \frac{\cos(\alpha + \varphi)}{\cos \varphi}$ und auf die Flächeneinheit der Leibung bezogen, wenn d die Gewölbstärke und γ das Raumeinheitsgewicht des Gewölbmauerwerkes

$$n = \gamma d \frac{\cos(\alpha + \varphi)}{\cos \varphi}.$$

Dieser spezifische Druck an jeder Stelle der Leibung kann durch die radial gemessenen Ordinaten einer leicht zu konstruierenden Kurve dargestellt werden (Abb. 238).

Der Reibungswinkel φ ist für frischen Mörtel nicht größer als mit etwa 20° bis 25° anzunehmen. Für trocken versetzte Quaderringe oder bei Schaffung provisorischer Widerlager auf dem Lehrgerüste wäre $\varphi = 0$ zu setzen.

Bei nicht allzu großer Zunahme der Gewölbstärke gegen den Kämpfer ergibt sich der Druck auf das Lehrgerüst

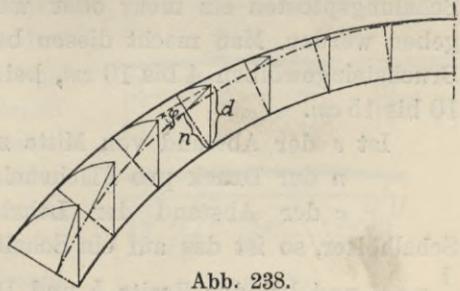


Abb. 238.

im Scheitel des Gewölbes am größten, und zwar wird bei der Scheitelstärke d_0 der Druck daselbst $n = \gamma d_0$.

Konstruktion des Lehrgerüsts. Das Lehrgerüst hat folgenden Bedingungen zu entsprechen:

1. Es muß eine Lehre zur Herstellung des Gewölbes bilden und daher die Form der inneren Leibungsfläche haben;

2. das Gewölbe bis zu dessen Schließung mit genügender Sicherheit tragen und in seiner Anordnung die Anforderungen berücksichtigen, die allenfalls bezüglich der Freihaltung des Raumes unter der Brückenöffnung während des Baues gestellt werden.

3. Es muß ausreichende Steifigkeit besitzen und seine Form während des Wölbens tunlichst wenig verändern, endlich

4. zur Freilegung (Ausrüstung) des Gewölbes sich allmählich senken lassen, also mit entsprechenden Ausrüstevorrichtungen versehen sein.

Man kann an einem Lehrgerüst in der Regel zwei Hauptteile unterscheiden:

- A. den Unterbau, welcher die Stützpunkte liefert für
- B. das eigentliche Lehrgerüst. Dieses besteht selbst wieder aus
 1. der Schalung,
 2. aus binderförmig angeordneten Lehrbogen-Tragwerken,
 3. aus den Querverbindungen der Lehrbogen und
 4. aus den Ausrüstungsvorrichtungen.

Die Schalung wird durch stärkere Bretter oder Pfosten gebildet, welche quer über die in 1 m bis 1·5 m Abstand stehenden Lehrbogen gelegt sind und von den nach der Bogenform zugeschnittenen Kranzhölzern der Lehrbogen getragen werden. Bei Betongewölben sind die Schalhölzer dicht zu legen, oder vielmehr wegen des Anschwellens des Holzes beim Betonieren mit kleinen Zwischenfugen von 3 bis 5 mm, sonst kann je nach der Größe der zu Wölbung verwendeten Steine, um an der Schalung zu sparen, zwischen den Schalungspfosten ein mehr oder weniger großer Zwischenraum gegeben werden. Man macht diesen bei Ziegelgewölben etwa 2 cm, bei Bruchsteingewölben 4 bis 10 cm, bei Gewölben aus großen Quadern 10 bis 15 cm.

Ist e der Abstand von Mitte zu Mitte zweier Schalhölzer

n der Druck pro Flächeneinheit auf das Lehrgerüst

c der Abstand der Lehrbogen, d. i. die Stützweite der Schalhölzer, so ist das auf ein Schalholz entfallende Biegemoment $\frac{1}{8} n e c^2$ und bei der Breite b und Dicke h des Schalholzes, und der Inanspruchnahme s

$$bh^2 = \frac{3}{4} \frac{n e c^2}{s}.$$

Setzt man $s = 75 \text{ kg/cm}^2$, $e = \varepsilon b$ und führt man den in der Regel größten Druck im Gewölbscheitel $n = \gamma d_0$ ein, so erhält man in Zentimeter

$$h = c \sqrt{10 \varepsilon \gamma d_0},$$

worin c und d_0 in Meter, γ das Gewicht des Gewölbmauerwerkes in Tonnen pro 1 m^3 einzusetzen sind. ε ist für dichte Schalung = 1·0, sonst je nach der Größe der Zwischenräume mit 1·2 bis 2·0 anzunehmen.

Den Abstand c der Lehrbogen wählt man mit 1 bis 2 m, gewöhnlich mit 1·20 m bis 1·50 m. Die Schalpfosten mache man aber bei dieser Auflagerweite auch bei schwachen Gewölben nicht unter 4 bis 5 cm stark, da sich sonst unangenehme Durchbiegungen

ergeben würden. Insbesondere für das Stampfen von Betongewölben ist eine feste, unnachgiebige Schalung erforderlich.

Gewöhnlich wird die Schalung durchwegs in gleicher Stärke ausgeführt. Bei großen Spannweiten und hohen Bogenpfeil kann es aber dafür stehen, entweder die Stärke der Schalhölzer entsprechend dem nach den Kämpfern hin abnehmenden Gewölbsdrucke sprunghaft zu verringern oder bei gleicher Stärke den Zwischenraum zwischen den Hölzern zu vergrößern.

Die Kranzhölzer der Lehrbogen bilden die unmittelbare Unterstützung der Schalung. Für ganz kleine Spannweiten können hierfür Bohlenbögen verwendet werden, die aus zwei oder drei Lagen von senkrecht stehenden, nach der Bogenform zugeschnittenen Bohlen mit versetzten Stößen durch Nagel- oder Schraubenbolzenverbindung zusammengesetzt werden. Bis zu 2 bis 3 m Weite können diese Bohlenbögen freitragend, d. i. nur an den Enden gestützt, aufgestellt werden, wobei aber die Bogenfüße gegen seitliches Ausweichen zu sichern sind. Größere Lehrbogenkränze werden aus einzelnen, nach der Gewölbforn zugeschnittenen, polygonal gestoßenen Balken, den sogenannten Kranzhölzern, gebildet, die an den Stoßstellen oder an dazwischenliegenden Punkten zu unterstützen sind. Sie sind auf Biegung beansprucht und danach zu dimensionieren. Bezeichnet (Abb. 239)

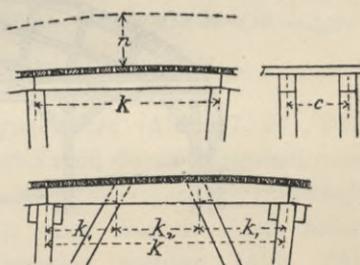


Abb. 239.

k die Stützweite eines Kranzholzes bei freier Auflagerung,

c den Abstand der Lehrbogen,

n den der Normaldruckkurve zu entnehmenden mittleren Gewölbedruck so ist bei der Breite b und Höhe h des Kranzholzes

$$bh^2 = \frac{3}{4} \frac{nc k^2}{s}$$

Wird das Kranzholz zwischen seinen Enden noch durch ein Dreiecks- oder Trapezsprengwerk unterstützt, so wäre näherungsweise zu setzen

$$bh^2 = \frac{1}{4} \frac{nc k^2}{s}$$

Um nicht zu starke Balken zu erhalten, wird man für schwache Gewölbe k , beziehungsweise k_1 , nicht viel über 3 m, für starke Gewölbe nicht viel über 2 m machen dürfen. Bei scharfer Krümmung der

Bogenleibung ergibt sich für die Balken viel Verschnitt. Man setzt dann besser das Kranzholz aus zwei Teilen, einem rechteckigen und einem zugeschnittenen Balken zusammen und verbindet diese durch Schrauben und allenfalls durch Dübel.

Die Anordnung des Tragwerkes der Lehrbogen richtet sich nach der Anzahl der im Unterbau vorhandenen Stützpunkte. Besteht der Unterbau aus nahe gestellten Jochen oder aus einer, größere Jochabstände überspannenden Tragkonstruktion, so kann eine direkte Stützung des Lehrbogenkranzes durch lotrechte oder sich der radialen Richtung nähernde Streben stattfinden.

Diese Streben werden unter den Stoßstellen der Kranzhölzer, zuweilen auch dazwischen angeordnet. Gewöhnlich werden sie auf eine die Füße der Bogenkranze verbindende horizontale Bogenschwelle aufgestellt, welche ihrerseits auf den Unterbau des Ge-

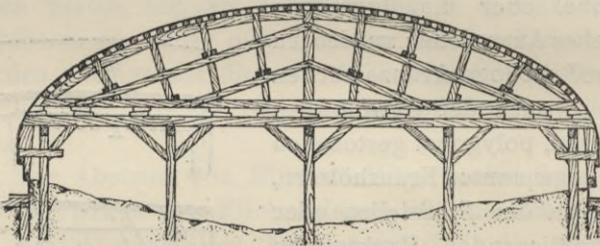


Abb. 240.

rüstes gelagert ist. Die Streben können alsdann so nahestehend, als es die Unterstützung der Kranzhölzer fordert, und am besten radial fächerförmig angeordnet werden (Abb. 240). Durch seitlich angeschraubte schräge Zangen wird die Unverschieblichkeit gegen unsymmetrische Belastung erhöht und auch die freie Knieklänge der Streben reduziert. Bei einem hohen Bogen würden aber die fächerförmig gestellten Streben sämtlich nahe der Mitte zusammentreffen und hier den Unterbau stark belasten; man weicht daher hier besser bei den seitlichen Streben von der radialen Stellung ab.

Für die Unnachgiebigkeit des Lehrgerüstes wäre es am vorteilhaftesten, wenn die Streben, welche die Kranzhölzer stützen, unmittelbar über den Jochen des Unterbaues aufstehen würden. Da aber diese Joche, auch wenn es nicht verlangt ist die Brückenöffnung während des Baues freizuhalten, schon wegen des Holzaufwandes und bei Flußüberbrückungen wegen der Staugefahr nicht allzu nahe, gewöhnlich nicht näher als 4 bis 6 m zu stellen sind, so findet man

das Ständer- oder Strebensystem häufig mit Sprengwerken kombiniert, die jedes Kranzholz noch in der Mitte unterstützen. Die Abb. 97, 110, 122, 127 ferner 241 und 242 zeigen Beispiele solcher Lehrgerüstkonstruktionen. Die Sprengwerke stehen entweder auf der Bogenschwelle auf (Abb. 122, 127) oder es ist bei größerer Bogenhöhe das Ständergerüst durch wagrechte Längs- und Querzangen oder Gurtholme etagenförmig unterteilt und es sind dann in der oberen Etage zwischen den Ständern Dreiecks- oder Trapez-Sprengwerke

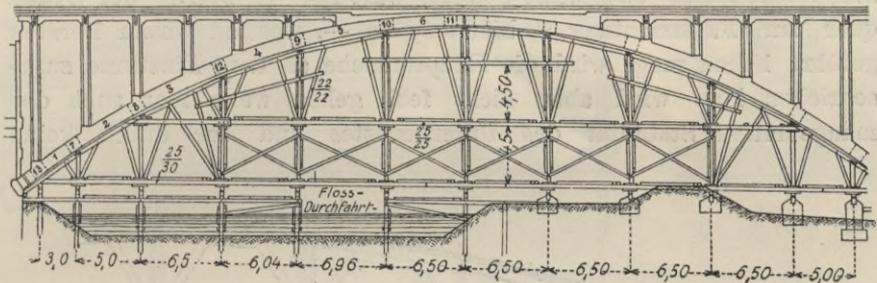


Abb. 241. Lehrgerüst der Isarbrücke bei Grünwald.

zur Unterstützung der Kranzhölzer eingeschaltet (Abb. 97, 241, 242). Die lotrechten Ständer der unteren Etagen sind durch Diagonalkreuze gegenseitig abzustreben, die entweder bündig zwischen Bogenschwelle und Gurtholm eingebaut (Abb. 97, 242), oder nur in Form halber Zangen seitlich an die Ständer angebolzt werden (Abb. 241). Lange Streben werden durch Zangen, die sie gegenseitig und mit den Ständern verbinden, ausgesteift (Abb. 110 und 241).

Die Bogenschwelle und die unter ihr angeordneten Ausrüstvorrichtungen sollen hochwasserfrei liegen. Es kann dies dazu veranlassen, sie über Kämpferhöhe zu legen und nur die Kämpferpartie auf ein tiefer geführtes Gerüst zu stützen. Abb. 243 zeigt die typische Lehrgerüstkonstruktion der neueren Isarbrücken in München. Die in 2 m Abstand aufgestellten Lehrbogengesparre, deren Kranzhölzer durch Trapezsprengwerke gestützt sind, ruhen mittels Schraubenvindens, die das Senken beim Ausrüsten ermöglichen, auf eingerammten Pfahljochen und sind untereinander durch Querzangen und Andreaskreuze an den drei mittleren Ständerreihen verbunden. Das gleiche Lehrgerüst kam auch beim Bau der Corneliusbrücke

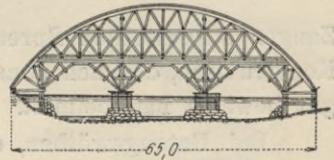


Abb. 242. Lehrgerüst der Pruthbrücke bei Jaremce.

in München zur Anwendung, führte aber hier zu einer Katastrophe (August 1902). Unter dem nahezu vollendeten Gewölbe, einem Stampfbetonbogen von 38 m Spannweite und $\frac{1}{10}$ Stich, stürzte es plötzlich zusammen, wobei 2 Arbeiter getötet und 35 mehr oder weniger schwer verletzt wurden. Man hatte bei diesem Gerüst die Pfähle des Untergerüsts nicht gerammt, da bereits eine Betonsohle im Flusse gelegt war, die man hätte durchstoßen müssen, sondern auf Grundswellen gesetzt. Dem Umstande, daß diese Grundswellen aus altem Holze und stark belastet waren — es betrug der Druck quer zur Faserrichtung 30 bis 50 kg/cm^2 —, was zu ihrem Bersten geführt haben mag, wird die Hauptursache an dem Einsturze zugeschrieben. Man wird aber nicht fehl gehen, wenn man auch der mangelhaften Stabilität des Untergerüsts und der durch keine

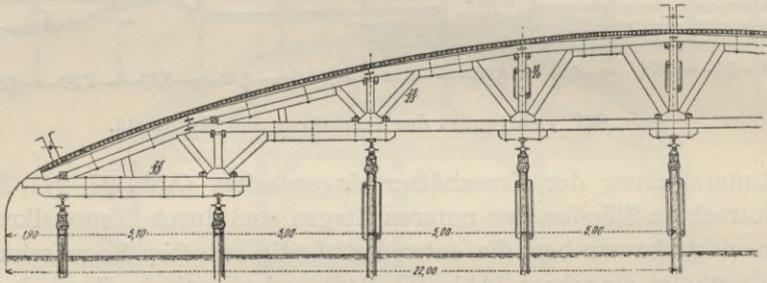


Abb. 243. Lehrgerüst der Reichenbachbrücke in München.

Zangen ausgesteiften Sprengwerke Schuld an dem Fehlschlagen der Konstruktion, die sich sonst anderwärtig bei gerammtem Untergerüst gut bewährt hat, beimißt.

Bei Betongewölben, die mit steifen Eisenbogen bewehrt sind, können letztere zur Unterstützung des Lehrgerüsts herangezogen werden. Es genügt dann, die Kranzhölzer in größeren Abständen durch Streben vom Untergerüste zu stützen und das Gerüst zunächst so auszuführen, daß es zur Aufstellung der Eisenbogen dienen kann. Vor der Betonierung werden weitere Stützpunkte für die Kranzhölzer durch Unterzüge geschaffen, die an die fertig aufgestellten Eisenbogen angehängt werden (Abb. 149 a, 150 a 161 a, 166). Bei flachen und niedrigen Bogen können die gerammtten Pfähle unmittelbar die Kranzhölzer mittels Unterzügen tragen. Abb. 244 zeigt das Lehrgerüst der Eisenbetonbrücke in Steyr, bei welchem zwecks möglicher Freihaltung des Hochwasserprofils die Joche nur durch hochgelegte Zangen verbunden sind und auf ihren Kapphölzern, die aus Keilen

bestehenden Ausrüstevorrichtungen tragen, auf welche die daselbst gestoßenen Kranzhölzer mittels Unterzügen gelagert sind (Abb. 244 a).

Die Notwendigkeit der Freihaltung einer größeren Öffnung oder der schwierige und teure Einbau der Joche (bei schluchtartiger Talbildung, bei großer Wassertiefe oder starker Strömung) kann dazu veranlassen, die Zahl der Stützen im Unterbau zu vermindern.

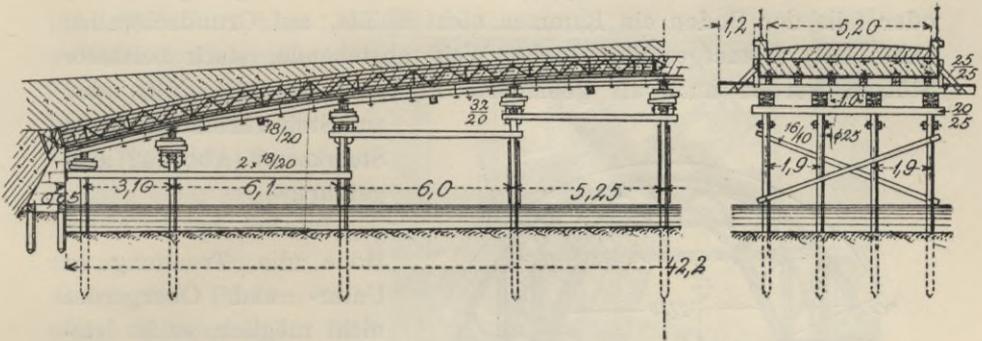


Abb. 244. Lehrgerüst der Brücke in Steyr. Maßstab 1 : 260.

Ist ausreichende Höhe vorhanden, so wird man in der Regel die Öffnungen im Untergerüste mit Tragwerken, gewöhnlich mit hölzernen Sprengwerken, überspannen (Abb. 97, 150, 242) und darauf das nach dem Streben oder Ständersystem ausgeführte Obergerüst lagern. Bei weit abstehenden Stützen können auch Fachwerkträger und eiserne Tragwerke in Anwendung kommen. So zeigt Abb. 110 ein interessantes Beispiel eines aus Eisen konstruierten Untergerüsts. Dasselbe besteht aus einem Rahmentragwerk von 36,8 m Stützweite, dessen Horizontalschub durch ein Zugband aufgenommen wird. Seitliche Kragarme des Rahmenträgers unterstützen den Kämpferteil des Gewölbes sowie die Lehren, welche die Einschalung der Pfeiler tragen. Die Stützen des hölzernen Obergerüsts stehen in den Knotenpunkten des Rahmenfachwerks auf. Zwischen Ober- und Untergerüst liegen die Ausrüstevorrichtungen. Im vorliegenden Falle war die Wahl der verhältnismäßig teureren Eisenrüstung durch den Umstand begünstigt, daß zwei gleiche Brücken in unmittelbarer Nähe zur Ausführung kamen, für welche dasselbe Gerüst verwendet werden konnte.

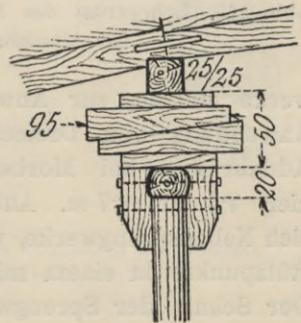


Abb. 244 a.

Es ist zu beachten, daß bei solcher indirekter Stützung des Obergerüstes die Senkungen von der Durchbiegung des Untergerüstes abhängen und daß letzteres daher möglichst steif auszubilden ist. Eisenkonstruktionen sind in dieser Hinsicht den hölzernen Tragwerken, in welchen auch der wechselnde Feuchtigkeitsgrad Formänderungen hervorruft, überlegen.

Die Stützen des Untergerüstes sind in der Regel gerammte, oder falls der Boden ein Rammen nicht zuläßt, auf Grundschwellen (Abb. 104) festaufgestellte Joche. Weit abstehende, stark belastete Stützen werden auch als gemauerte Pfeiler (Abb. 110, 253) oder auf Steinwürfen fundierte Steinkasten (Abb. 242) ausgeführt.

Ist bei beschränkter Höhe die Trennung in Unter- und Obergerüst nicht möglich, so ist letzteres selbst als Tragkonstruktion über weiter abstehende Stützen auszuführen. Es kommen hiefür zunächst Sprengwerke, und zwar Dreiecks- und Trapezsprengwerke in einfacher und mehrfacher Anordnung, auf welche sich oft wieder noch Nebenspreng-

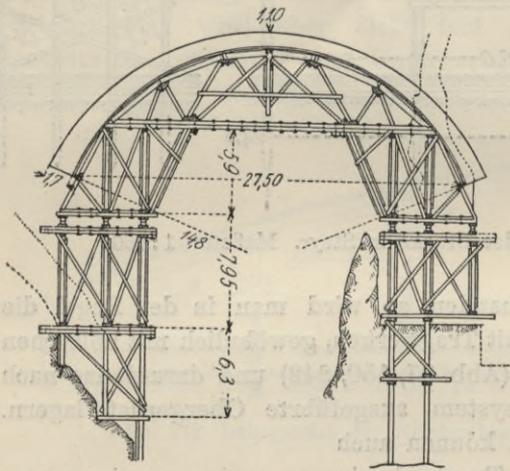


Abb. 245. Lehrgerüst des Muttentobelviaduktes der Albulabahn.

werke stützen, zur Anwendung. Abb. 104 zeigt die durchgängige Anwendung von Dreieckssprengwerken bei dem Lehrgerüst der Addabrücke bei Morbegno. Die Entfernung der Joche beträgt hier 7.5 bis 8.7 m. Auf die Streben der Hauptdreiecke stützen sich Nebensprengwerke, wodurch für jedes Kranzholz drei Zwischenstützpunkte in einem mittleren Abstände von 2.2 m geschaffen sind. Der Schub der Sprengwerke wird durch doppelte Zangen aufgenommen. Ganz ähnlich war auch das Lehrgerüst der Brücke von Boucaut (Frankreich) konstruiert.

Trapezsprengwerke, die für sich allein keine Starrheit besitzen würden, sind durch Eckzangen oder durch Verbindung mit einem kräftigen Streckträger entsprechend auszusteifen. Abb. 245 gibt die Type, nach welcher die größeren Öffnungen der gewölbten Viadukte der Albulabahn eingerüstet wurden. Auch die 42 m weit gespannte

Solisbrücke (Abb. 139) erhielt ein solches Lehrgerüst, bei welchem aber auch die beiden seitlichen Untergerüste durch ein Trapezsprengwerk verbunden wurden, um für das Obergerüst auf jeder Seite je vier Stützpunkte zu erhalten.

Eine ähnliche Lösung zeigt das besonders kühne und imposante Lehrgerüst des Wiesener Viaduktes der schweizerischen Eisenbahnlinie Davos—Filisur (Abb. 246). Auch hier war durch die große Tiefe der zu überbrückenden Schlucht (Abb. 201) die Freihaltung einer großen Mittelöffnung geboten und konnten nur neben den Pfeilern einige Ständerreihen auf Betonfundamenten aufgestellt werden. Das Untergerüst ist aber von Etage zu Etage so weit ausgekragt, daß die Stützweite des oben aufgelagerten Trapezsprengwerkes auf 26 m vermindert ist.

Die auskragenden Teile sind durch zahlreiche schräge Zangen an die lotrechten Ständer angeschlossen und es ist überdies das Untergerüst durch horizontale Schließen im Mauerwerk der Pfeiler verankert worden. Die Verbindung der vier Binder untereinander ist in jeder Etagenhöhe durch Querhölzer und durch horizontale und vertikale Andreaskreuze erreicht. Die Stoßverbindungen sind sorgfältig durchgeführt und sind insbesondere zwischen Stirn- und Langholz in den wichtigeren Knotenpunkten, so unter den doppelten und dreifachen Randstreben —Eisen zur

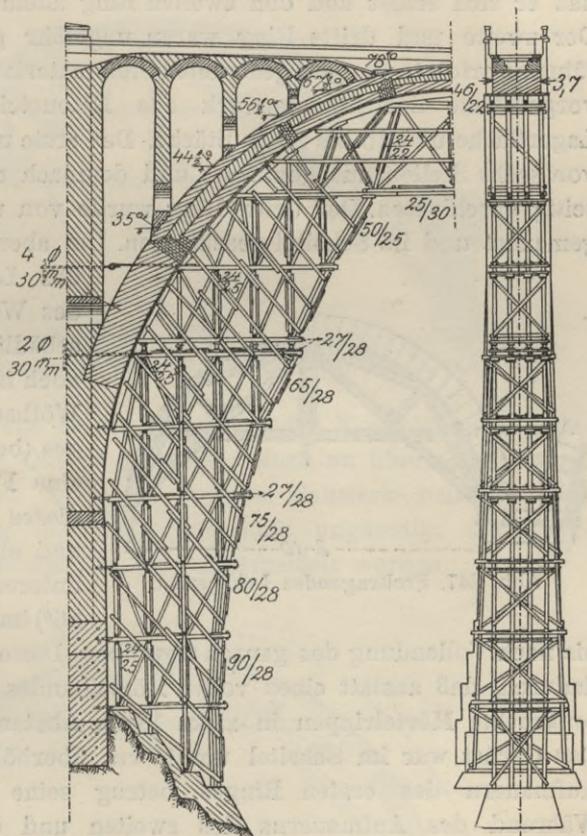


Abb. 246. Lehrgerüst des Viaduktes bei Wiesen.
Maßstab 1: 510.

besseren Druckverteilung eingelegt. Das Obergerüst ruht mittels Sandtöpfen und Holzkeilen auf dem Untergerüst. Das Gerüst ist für das Gewicht der halben Gewölbstärke dimensioniert worden. Diese Annahme schien mit Rücksicht auf die Ausführungsweise des Gewölbes in drei Ringen als zulässig. Diese Ringe beginnen in der unter 35° geneigten Fuge. Der erste Ring war so stark bemessen, daß er sich selbst und den zweiten Ring allein zu tragen vermochte. Der zweite und dritte Ring waren ungefähr gleich stark. Die Ausführung erfolgte mangels geeigneten Steinmaterials für das ursprünglich vorgesehene Schichtmauerwerk aus Betonsteinen von $50 \times 25 \text{ cm}$ Lagerfläche und 15 bis 25 cm Stärke. Der erste und zweite Ring wurde von sechs Stellen aus gemauert und demnach an fünf Stellen gleichzeitig geschlossen. Der dritte Ring wurde von unten aus gleichmäßig gemauert und im Scheitel geschlossen. Um aber die Formänderungen

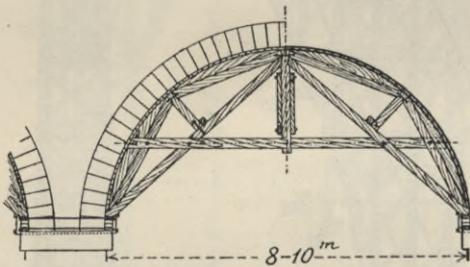


Abb. 247. Freitragendes Lehrgerüst.

des Lehrgerüsted während des Wölbens möglichst unschädlich zu machen, wurde noch in der Mitte einer jeden Wölbsektion des ersten Ringes (bei $44\frac{1}{2}$, $67\frac{1}{2}$ und 90°) eine Fuge bis nach Schluß dieses Ringes offen gelassen und ebenso eine Fuge in der unteren Gewölbepartie (bei 26°) im äußeren Gewölbtritt

bis nach Vollendung des ganzen Gewölbes. Diese Offenhaltung geschah dadurch, daß anstatt eines vollen Mörtelbandes zunächst nur schmale senkrechte Mörtelrippen in zirka 18 cm Abstand ausgeführt wurden. Das Gerüst war im Scheitel um 10 cm überhöht worden; nach dem Aufmauern des ersten Ringes betrug seine Einsenkung 102 mm. Während des Aufmauerns des zweiten und dritten Ringes, sowie auch nach dem Lüften des Gewölbes hat dann weiter keine merkliche Senkung des Gewölbscheitels stattgefunden.

Solche Lehrbogenbinder, welche den größeren Teil der Brückenöffnung frei lassen und nur an den Enden gestützt sind, werden als freitragende bezeichnet. Es ist klar, daß diese freitragenden Lehrgerüste im allgemeinen größere Einsenkungen erwarten lassen, als solche mit Zwischenstützen. Man wird daher jedenfalls eine Tragwerksanordnung wählen, welche möglichste Starrheit besitzt. Dreiecksverbände und Dreieckssprengwerke sind in dieser Hinsicht günstiger als Trapez- oder Vieleckssprengwerke.

Bei Viadukten mit im Verhältnis zur Pfeilerhöhe nicht allzu großen Öffnungsweiten erscheint es der Holzersparnis wegen als wirtschaftlich, das Untergerüst ganz wegzulassen und die Lehrbogenbinder freitragend auf konsolenartige Auskragungen der Pfeiler zu stützen. Als Auflager dienen einzelne unterhalb der Kämpfer ein-

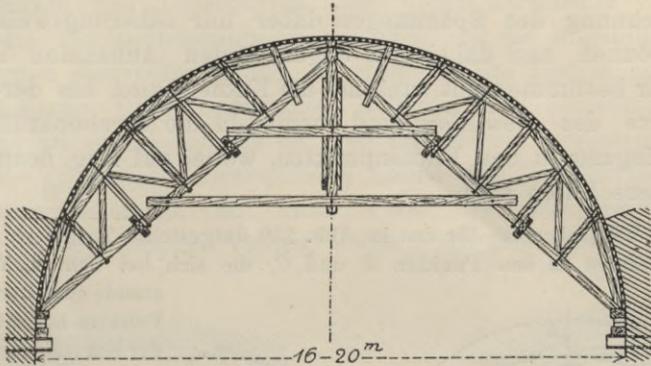


Abb. 248. Freitragendes Lehrgerüst. Viadukte der Tauernbahn.

gemauerte Kragsteine aus harten Quadern oder Konsolen aus Walzträgern, die so wie die Quader genügend hoch zu übermauern sind. Die Kragsteine werden auch im fertigen Bauwerk belassen und wirken als Markierung des Kämpfers nicht ungünstig; die Eisenträger können allenfalls nachträglich abgemeißelt werden.

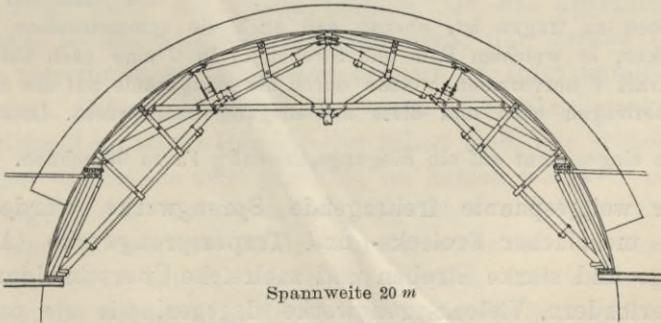


Abb. 249. Lehrgerüst des Landwasserviaduktes, Albulabahn.

Die Konstruktion der freitragenden Lehrbogen richtet sich nach der Spannweite. Die Abb. 247 bis 249 geben einige der häufigst angewandten Typen. In der Hauptsache bestehen diese Lehrbogen aus einem Dreieckssprengwerk, auf welches sich weitere Dreieckssysteme stützen (Abb. 247, 248) oder das auch selbst wieder durch ein Trapezspreng-

werk gestützt wird (Abb. 249). Der Schub wird zum Teil durch horizontale Zangen aufgenommen, zum Teil auf die Pfeiler übertragen. In statischer Beziehung sind derartige Tragwerke allerdings ziemlich unbestimmte Anordnungen, da die Kräfteverteilung nicht nur durch die Unbestimmtheit in der Kraftaufnahme der Zangen sondern auch durch die Biegungswiderstände der Balken beeinflusst wird. Man wird die Berechnung der Spannungen daher nur näherungsweise durchführen können und dabei die ungünstigsten Annahmen zugrunde legen. Wir bestimmen uns zunächst die Knotenlasten aus der Normaldruckkurve des Gewölbes und ermitteln die Strebenkräfte durch Kräftezerlegung in den Knotenpunkten, wobei auf Zug beanspruchte Teile auszuschalten sind.

Sind beispielsweise für das in Abb. 250 dargestellte Tragwerk N_1 und N die Knotenlasten in den Punkten B und C , die sich bei dem Lehrbogenab-

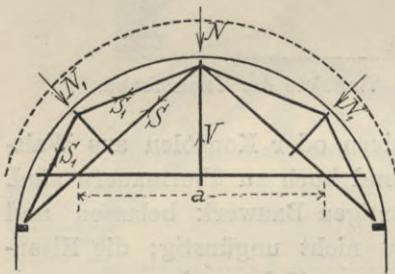
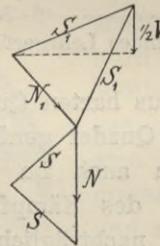


Abb. 250.



stände c aus der auf diesen Punkten lastenden Fläche der Normaldruckkurve $\times c$ berechnen, so ergeben sich die Strebenkräfte S_1 durch Zerlegung von N_1 nach Richtung von AB und BC , jene in S durch Zerlegung von N nach Richtung AC und A_1C_1 ; denn man muß annehmen, daß N allein wirken kann und dann nur von den

Hauptstreben zu tragen ist, ebenso daß auch die symmetrischen Kräfte N_1 allein wirken, in welchem Falle die Streben S_1 in C eine nach aufwärts gerichtete Kraft V hervorrufen, welche durch die Hängesäule auf die horizontale Zange übertragen wird und diese auf Biegung beansprucht. Letztere wäre sonach als eingespannt auf ein Biegemoment $\frac{1}{8} Va$ zu berechnen.

Für weitgespannte freitragende Sprengwerke würde die Anordnung mehrfacher Dreiecks- und Trapezsprengwerke (Abb. 251) sehr lange und starke Streben und zahlreiche Überschneidungen der Balken erfordern. Vielecksprengwerke dagegen, wie sie namentlich früher bei vielen älteren französischen Brücken durch Perronet u. a. aus einer Reihe übereinanderliegender vieleckiger, sich gegenseitig stützender Strebenkränze bestehend (Abb. 252), zur Anwendung kamen, geben keine genügend steife Konstruktion und lassen starke Scheitelsenkungen als unvermeidlich erscheinen. Man ersetzt sie daher besser durch Fachwerkträger oder Fachwerksbogen. Ein bemerkenswertes Beispiel eines in seiner Größe und Kühnheit

bisher nicht übertroffenen freitragenden Lehrgerüsts bot die Brücke über das Petrustal in Luxemburg¹⁾ (Abb. 253). Die Binder sind Fachwerksbogen, deren aus zwei Balken von je $38 \times 38 \text{ cm}$ bestehende Untergurt jederseits auf einem gemauerten Hilfspfeiler aufsteht und deren aus den Kranzhölzern gebildete Obergurt sich gegen die Kämpferabsätze der Widerlager stützt. Die gegenüber liegenden Knotenpunkte des Untergurtes sind durch Drahtseile verbunden, welche die Horizontalschübe aufnehmen und die Bogenform durch Nachspannen ausrichten lassen, allerdings in das System auch mehrfache statische Unbestimmtheiten bringen. Die Stützung ist aus Abb. 253b zu entnehmen. Es ist eine Art Gelenk hergestellt worden, indem die zylindrisch abgerundeten Enden der Untergurtbalken auf einer entsprechenden, mit einer 7 mm Bleiplatte ausgefüllten Höhlung des Sattelholzes stehen, welches mit dem Pfeiler verankert

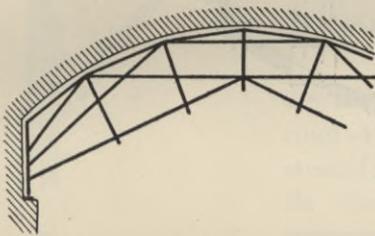


Abb. 251.

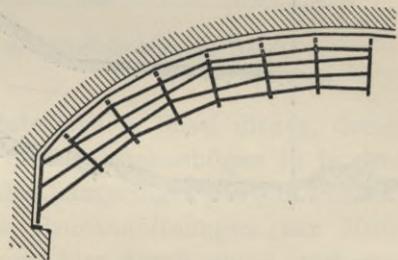
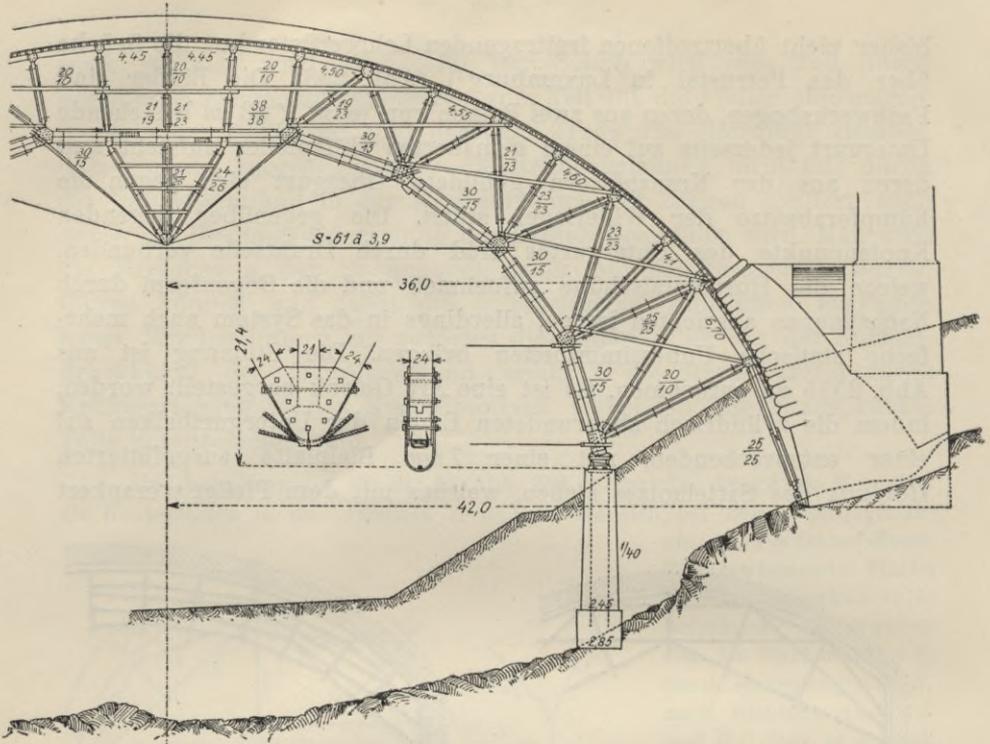


Abb. 252.

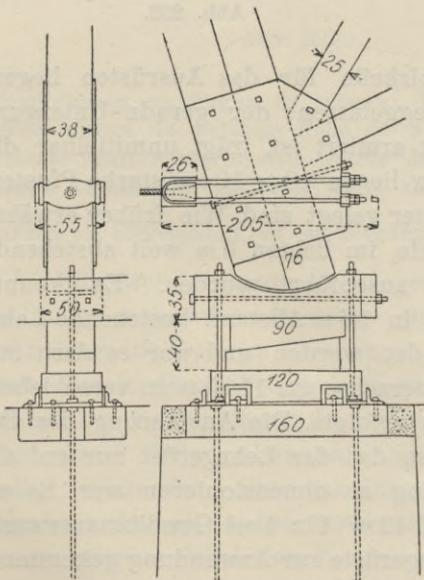
ist und unter dem die Eichenholzkeile für das Ausrüsten liegen. Im Scheitel ist die Ausfachung weggelassen; der gerade Untergurt, welcher hier durch ein Hängwerk armiert ist, trägt unmittelbar die Gewölbslast. Auf den Kranzhölzern liegen $10 \times 10 \text{ cm}$ starke Pfosten, über welche 2 cm starke Schalbretter gelegt sind. Wie früher erwähnt wurde, hat die Brücke zwei parallele, im lichten 6 m weit abstehende Gewölbboegen, die nacheinander ausgeführt wurden. Es konnte sonach dasselbe, aus fünf Bindern in 1.6 m Abstand bestehende Lehrgerüst für beide Bogen verwendet werden und war es dazu nur notwendig, das Gerüst nach der Querachse um 11.25 m zu verschieben, was ohne Zerlegung im ganzen erfolgte. Die Ausführung des Gewölbes geschah in drei Ringen, so daß das Lehrgerüst nur auf die Belastung durch den ersten Ring zu dimensionieren war. Es erforderte 380 m^3 Holz oder rund 0.42 m^3 für 1 m^3 Gewölbmauerwerk.

Vereinzelt sind eiserne Lehrgerüste zur Anwendung gekommen.

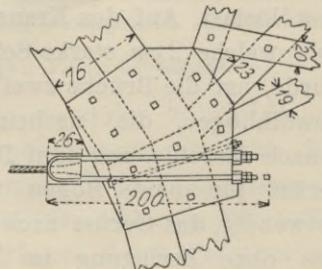
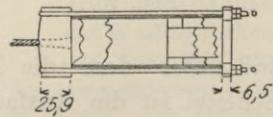
¹⁾ Deutsche Bauzeitung 1902. Siehe auch Abb. 143 und 144.



a)



b) Auflagerung



c) Knotenpunkt des Untergurtes

Abb. 253. Lehrgerüst der Brücke
La Petrusse in Luxemburg.

Sie bieten zwar im allgemeinen gegenüber Holzkonstruktionen den Vorteil größerer Starrheit und Unveränderlichkeit der Form, sind aber teurer und unbequemer zu beschaffen und werden daher nur auf solche Fälle beschränkt, wo entweder ihre öftere Wiederverwendung in Aussicht genommen wird oder wo die geringe zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe die Anwendung eines hölzernen Tragwerks unzulässig erscheinen läßt. Als Beispiel ersterer Art mag



Abb. 254. Lehrgerüst der Rheinbrücke zu Basel.

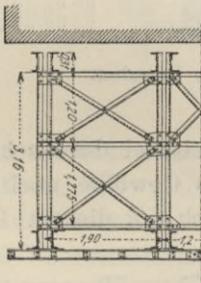


Abb. 254 a. Querschnitt

die neue Rheinbrücke in Basel dienen, deren rund 17·8 m breite Brückenbögen in je drei stumpf stoßenden Längsringsen gewölbt wurden. Da die sechs Brückenöffnungen zur Mitte symmetrisch und hier durch einen stärkeren Standpfeiler getrennt sind, so war nur eine Brückenhälfte in $\frac{1}{3}$ ihrer Breite gleichzeitig einzurüsten und zu wölben; das hierfür dienende eiserne Lehrgerüst konnte sonach eine sechsmalige Verwendung finden. Es besteht (Abb. 254) aus Fachwerksträgern, welche die ganze Öffnung überspannen und mittels Schraubenspindeln auf][Träger gelagert sind, die von auf den Pfeilerabsätzen aufstehenden Holzstützen getragen werden. Unter

dem 6·25 m breiten Gewölbstreifen liegen vier Fachwerksträger mit entsprechendem Querverband. Ihr Obergurt folgt der Gewölbsleibung und trägt unmittelbar die starken Schalhölzer. Der Untergurt ist gerade, die Ausfachung ist ein zweifaches Strebenfachwerk. Nach Fertigstellung des ersten Gewölbstreifens in den drei angrenzenden Öffnungen wurden die Bogen gleichzeitig durch Nachlassen der Stützschaubenspindeln ausgerüstet und hierauf die Lehrgerüste seitlich unter den nächsten Gewölbstreifen verschoben. Die Gerüstsenkung unter dem

Gewichte der Wölbung war nur gering, sie betrug in den drei etwas verschiedenen weiten Öffnungen 12 bis 17 mm, wovon etwa 10 mm auf die Senkung der Stützpunkte entfielen.

Eiserne Lehrbogen kamen auch beim Neubau der Augustusbrücke in Dresden zur Anwendung (Abb. 255). Hier war während des Baues die Freihaltung einer trapezförmigen Durchfahrtsöffnung von 6·8 m Höhe über Nullwasser, 21·5 m unterer und 15 m oberer Breite verlangt. Der Unterbau bestand aus vier starken längs und quer versteiften Pfahljochen; die beiden inneren Joche aus doppelreihigen Pfählen trugen die auf Schraubenspindeln gelagerten eisernen Lehrbogenbinder. Letztere waren in Abständen von 1·74 m liegend und durch wagrechte und schräge Stäbe gegeneinander abgesteift. Sie bildeten Fachwerksrahmen mit seitlichen Auskragungen. Die

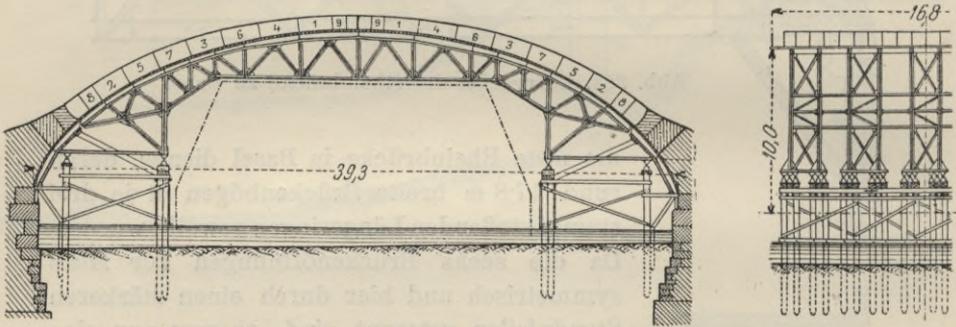


Abb. 255. Lehrgerüst der Augustusbrücke in Dresden.

Senkung während des Betonierens betrug im Scheitel durchschnittlich 50 mm; nach dem Ausrüsten senkte sich das Gewölbe noch um durchschnittlich 8 mm. Die Lehrbogen fanden auch bei diesem Baue eine wiederholte Verwendung.

Bei in niedrigem Niveau auszuführenden Überwölbungen von Schiffahrtswegen, Straßen, etc. auf welchen während des Baues der Verkehr aufrecht erhalten bleiben soll, kann es notwendig werden, den mittleren Teil der Wölbung durch eiserne Träger zu stützen, wenn bei Verwendung von Holz die verlangte Durchfahrts Höhe nicht zu gewinnen ist. Abb. 256 gibt hierfür ein Beispiel. Es kommen Walzträger oder genietete Blechträger zur Anwendung. Letztere können der Form des Bogens angepaßt sein, doch ist es einfacher, sie mit gerader Begrenzung und allenfalls nur an den Enden abge- schrägt auszuführen. Beispiele: Kaiser-Wilhelm- und Lutherbrücke in Berlin; Gertraudenbrücke in Berlin, Köpenickerbrücke.

Die Verbindungen der Lehrgerüsthölzer sind mit Sorgfalt auszuführen, da hievon das richtige Zusammenwirken der Teile und die Größe der bleibenden Zusammendrückung abhängt. Die geringsten Verdrückungen ergeben sich beim Längsstoß von Hirnholz an Hirnholz, wogegen quer zur Faser gedrückte Langhölzer keinen großen Druck zulassen, falls nicht Einpressungen stattfinden sollen. Man vermeide daher tunlichst das Zusammenstoßen von Hirnholz und Langholz oder schalte an solchen stärker belasteten Stellen Zwischenlagen aus hartem Holz oder Eisenplatten ein. Ebenso sollen auch auf Biegung beanspruchte Holzteile, mit Ausnahme der Kranzhölzer, vermieden werden, da sie immer größere Formänderungen erwarten lassen. Die Fugen der Holzverbände sind möglichst fest zu schließen;

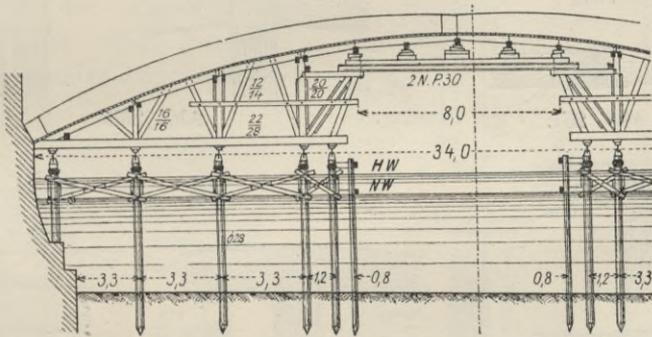


Abb. 256. Sauvagebrücke über die Mosel bei Metz.

man erreicht dies durch Einlegen von 1 mm starken Zinkblechstreifen, insbesondere aber durch entsprechend reichliche Anwendung von Schraubenbolzen, durch welche auch die Holzverbände vereinfacht und Überschneidungen und Verkämmungen von Zangen zum größten Teil erspart werden können. Bei stumpfem Zusammenstoß von auf Druck beanspruchten Hölzern ist der Knotenpunkt gegen seitliches Ausweichen durch Klammern, durch Laschen aus Bohlenstücken, besser aber durch aufgebolzte Blechlaschen zu sichern, falls nicht durch Querzangen oder Querdurchzüge der Knotenpunkt in seitlicher Richtung gehalten ist.

Im Einzelnen ist über die Holzverbindungen Nachstehendes zu bemerken. Die über den Stützen stumpf gestoßenen Kranzhölzer sind durch Klammern oder Eisenbänder zu verbinden. Sollen die Lehrbögen (bei kleineren Spannweiten) im ganzen transportabel sein, so sind die Stützen in die Kranzhölzer zu verzapfen oder bei doppelten Stützen an sie anzublatten (Abb. 257 u. 258). Bei schärferer

Krümmung, d. i. bei kleinerem Polygonwinkel empfiehlt sich ein schwalbenschwanzförmiger Verband mit kurzen in die Kranzhölzer eingreifenden Zapfen oder wenigstens mit übergelegten Bändern (Abb. 259). Wird das Lehrgerüst an Ort und Stelle stehend abgebunden, so werden die Verzapfungen entbehrlich. Man läßt dann besser die Streben stumpf gegen den Kranz treten und fixiert sie durch Spitzklammern oder eiserne Bänder. Bei den Lehrgerüsten der neueren großen französischen Steinbrücken (Antoinette-, Lavaurbrücke u. a.) wurden die Knotenpunkte durch beiderseits angelegte

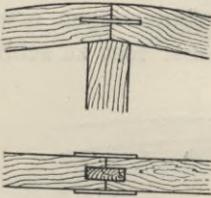


Abb. 257.

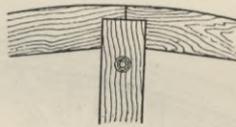


Abb. 258.

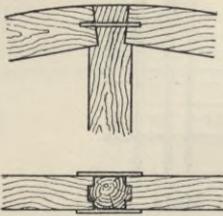
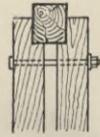


Abb. 259.

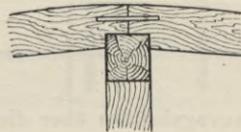
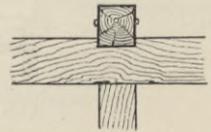


Abb. 260.



5 bis 7 mm starke Blechlaschen, durch welche Schraubenbolzen gehen, gesichert. Solche Blechlaschen fanden auch beim Lehrgerüst der Brücke über das Petrupal (Abb. 253 c) Anwendung. Bei senkrechten Stützen lagert man die Kranzhölzer auch auf Unterzüge, die von den Ständern getragen werden (Abb. 260), doch ist es im allgemeinen vorzuziehen, direkt zu stützen und für den Querverband der Lehrbogen an die Stützen Gurtzangen anzubolzen.

Die Fußpunkte der Stützen oder Streben sind in einer für die Kräfteaufnahme geeigneten Weise auszubilden. Wenn sie auf einer Schwelle aufstehen, so werden bei schief anlaufenden Streben Einlassungen oder Versatzungen besser vermieden und durch vorgesetzte Sattelhölzer (Abb. 243, 150) oder Hartholzstemmklötze (Abb. 261) ersetzt. Die beste Verbindung erreicht man durch Anwendung eiserner Schuhe, die nach dem Beispiele süddeutscher Ausführungen (Isarbrücke bei Grünwald Abb. 241, 262) aus \perp -Eisen mit eingienieteten Winkeleisenstücken

hergestellt und mit der Schwelle durch Schraubenbolzen verbunden werden. Diese Schuhe verteilen den Druck auf eine größere Fläche der Schwelle und verhindern ein Einpressen der Strebenfüße, tragen sonach wesentlich zur Erzielung geringer Lehrgerüstsenkungen bei. In konsequenter Weise wurden solche Schuhe in allen stärker belasteten Knotenpunkten des in Abb. 263 dargestellten Lehrgerüsts der Brücke über den Tiefen Graben der schmalspurigen Eisenbahn Klaus—Agonitz, Stampfbetonbogen von 40 m Lichtweite und 1·2 m Scheitelstärke¹⁾, verwendet.

Die Lehrbogen sind untereinander an den Ständern oder Streben durch Diagonalkreuze zu verbinden. Hohe Gerüste sind gegen den Winddruck zu sichern; sie erhalten horizontale Windverstrebrungen in der Ebene der Bogenschwellen oder der die Etagen abteilenden Längszangen (Abb. 241).

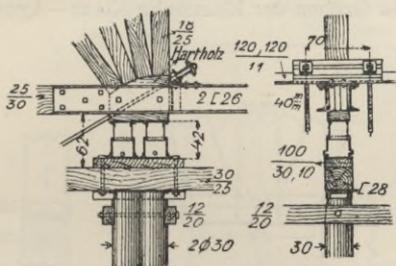


Abb. 261. Vom Lehrgerüst der Gmünderer Tobelbrücke.

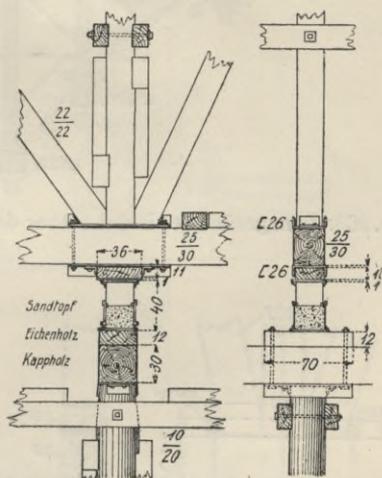


Abb. 262. Vom Lehrgerüst der Isarbrücke bei Grünwald.

Die Ausrüstevorrichtungen. Nach Vollendung des Gewölbes läßt man dieses noch einige Zeit auf dem Lehrgerüst liegen, damit der Mörtel erhärten kann. Je weiter diese Erhärtung vorgeschritten ist, je länger also mit dem Ausrüsten zugewartet wird, desto sicherer kann darauf gerechnet werden, daß, standfeste Widerlager vorausgesetzt, die nach dem Ausrüsten eintretenden Senkungen innerhalb der elastischen Grenzen bleiben. Es empfiehlt sich kleinere Gewölbe (unter 20 m) nicht vor drei bis vier Wochen, große Gewölbe nicht vor sechs Wochen auszürüsten und bei vorherrschend nasser Witterung diese Wartezeit noch entsprechend zu verlängern.

¹⁾ Dr. A. Nowak, Die Brücken der Eisenbahnlinie Klaus—Agonitz. Sonderabdruck der Zeitschr. des Österr. Ingenieur- u. Architekten-Vereines 1911, Nr. 3 u. 4.

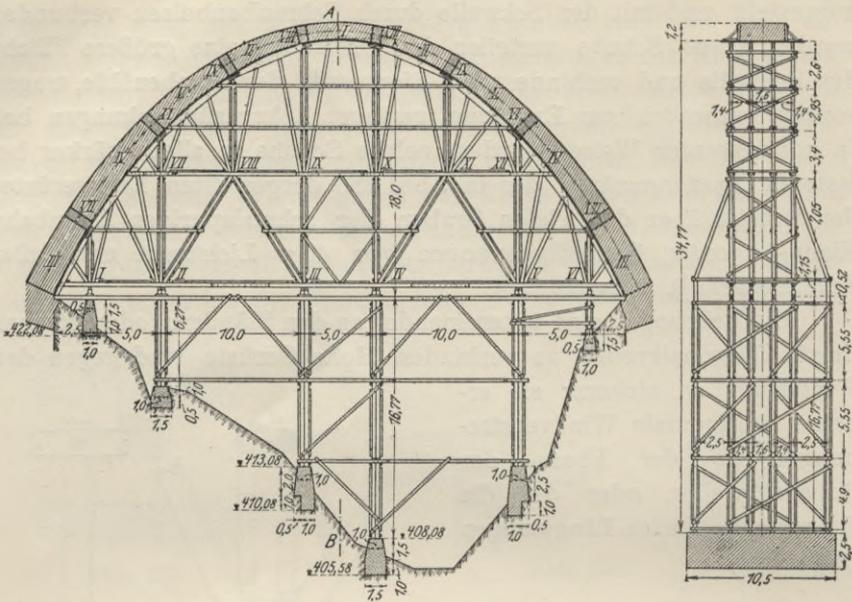


Abb. 263. Lehrgerüst der Brücke über den Tiefen Graben der Eisenbahn Klaus—Agonitz.

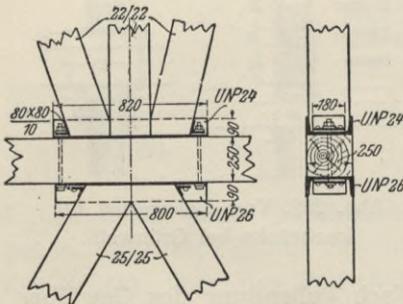


Abb. 263 a. Knotenpunkt VIII.

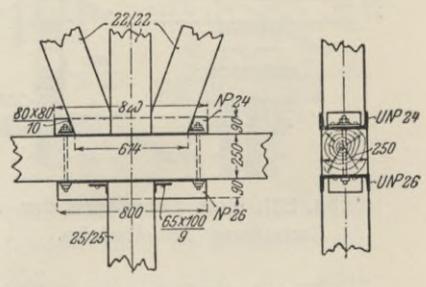


Abb. 263 b. Knotenpunkt IX.

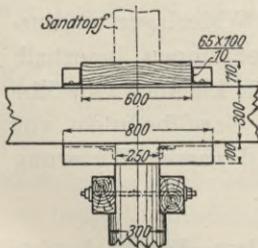


Abb. 263 c. Untergerst.

Beim Ablassen des Lehrgerüsts soll keine plötzliche, ruckweise Senkung eintreten und es soll das Gewölbe keine schädlichen Erschütterungen erfahren. Die Ausrüstevorrichtungen müssen demnach ein allmähliches, stoßfreies Senken der Einrüstung ermöglichen.

Holzkeile als Ausrüstevorrichtung entsprechen dieser Anforderung am wenigsten, da mit ihrem Ausschlagen immer Erschütte-

rungen und ruckweise Senkungen verbunden sind. Sie wurden früher aber allgemein und sie werden auch jetzt noch häufig verwendet, es empfiehlt sich aber ihre Anwendung auf die kleineren Gewölbe, bis etwa 20 m, zu beschränken. Man legt sie zwischen den beweglichen Oberteil der Lehrgerüstbinder und das Untergerüst, seltener unmittelbar unter die Kranzhölzer zwischen diese und die dann zangenförmig anzuordnenden Streben oder Stützen. Sie sind als Doppelkeile aus Hartholz anzufertigen oder es sind bei Verwendung von weichem Holze zwischen die Keile und die Balken Brettstücke aus hartem Holze einzulegen (Abb. 244 a). Der Druck in den Auflagerflächen der Keile soll 6 bis 8 kg/cm² nicht übersteigen, um das Ausschlagen nicht allzu schwer zu machen.

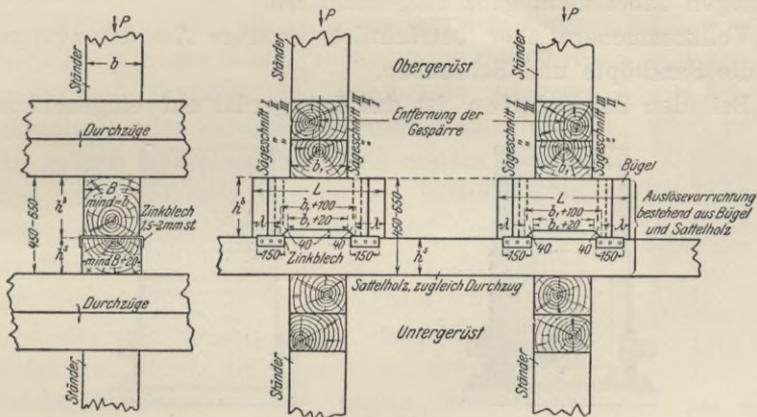


Abb. 264.

Ebenso einfach in der Beschaffung wie die Holzkeile, aber bequemer für die Anwendung und ein stoßfreieres Senken ermöglichend sind die von Zuffer bei den österreichischen Staatsbahnbauten eingeführten Ausrüstevorrichtungen (Abb. 264). Sie bestehen aus schemel- oder bügelförmigen Holzklötzen, die unter den Stützen des Obergerüsts angeordnet, dessen Druck auf das Untergerüst übertragen. Die Länge der Stützflächen des Schemels ist so groß zu machen, daß der Flächendruck daselbst nicht mehr als etwa 30 kg/cm² beträgt, also $2\lambda = \frac{P}{30B}$. Die Höhe des Schemels rechnet sich aus seiner Biegungsbeanspruchung; mit den in der Abb. 264 eingeschriebenen Bezeichnungen ist das Biegemoment $M = \frac{P}{2} \left(\frac{b_1}{4} + 10 \text{ cm} \right)$. Das gleiche Biegemoment hat auch der zur Unterstützung dienende, als Sattelholz bezeichnete Durchzug aufzunehmen. Die Schemel sind

aus vollkommen astfreiem, weichem Holze anzufertigen. Behufs Senkung des Gerüsts nach Fertigstellung des Gewölbes werden vorerst die Sägeschnitte I so geführt, daß der Druck auf die verbleibenden Aufsitzflächen des Schemels doppelt so groß als ursprünglich, somit rund 60 kg/cm^2 wird. Es entsteht dadurch eine geringe Zusammenpressung, welche eine langsame Senkung des Gewölbes ermöglicht. Nach einiger Zeit werden die Schnitte II geführt, welche die Aufsitzflächen der Schemel noch mehr verringern und den Druck etwa auf 100 kg/cm^2 erhöhen. Die Schnitte III sollen dann die gänzliche Lüftung des Gerüsts bewirken. Diese Ausrüstungsmethode ist auch bei großen Gewölben (Salcanobrücke) mit gutem Erfolge zur Anwendung gekommen; allerdings sind kleine ruckweise Senkungen dabei nicht ganz ausgeschlossen.

Vollkommenere aber beträchtlich teurere Ausrüstungsapparate sind die Sandtöpfe und Schrauben.

Bei den Sandtöpfen ist das Lehrgerüst auf eingeschlossene

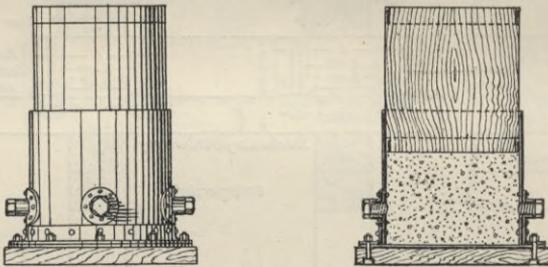


Abb. 265.

Sandkörper gelagert, die gegen Ausweichen gesichert sind. Durch Ausfließenlassen des Sandes kann das Lehrgerüst langsam gesenkt werden. Ursprünglich, und zwar geschah dies erstmalig 1849 bei der Brücke Port de Pille über die Creuse, wendete man bloße Sandsäcke an, die zwischen Bogenschwelle und Untergerüst gelegt und im Momente des Senkens geöffnet wurden. Die Sandtöpfe kamen zum ersten Male 1854 beim Bau der Austerlitzbrücke in Paris in Anwendung. Die jetzt gebräuchlichen Sandtöpfe (Abb. 265) sind zylindrisch, aus 2 bis 4 mm dickem Eisenblech mit angenietetem Blechboden und mit kurzen röhrenförmigen Ansätzen in der Nähe des Bodens zum Ausfließenlassen des Sandes. Letzterer muß lehmfrei sein und vor der Füllung am Feuer scharf getrocknet werden. Anstatt eigentlichen Sandes kann auch Feinkies von 2 bis 3 mm Korngröße verwendet werden. Der aufgesetzte Stempel ist aus Hartholz und an den Rändern durch Eisenringe verstärkt. Um die Feuchtigkeit vom

Sande abzuhalten, werden sämtliche Teile mit Ölfarbe gestrichen, auch unterhalb des Holzstempels im Topfe eine Asphaltlage gegeben und der Zwischenraum zwischen Stempel und Blechwand mit Asphalt oder einer Pechmasse gedichtet, überdies werden die Töpfe mit geteerten Tüchern umwickelt. Die am Umfange angebrachten vier bis sechs Öffnungen erhalten aufgeschraubte Verschlüsse. Der Durchmesser der Sandtöpfe beträgt gewöhnlich 20 bis 25 cm. Als zulässiger Druck auf den Sand kann etwa 5 bis 6 kg/cm² angenommen werden. Hiernach bestimmt sich die Anzahl der unter dem Lehrgerüst erforderlichen Töpfe. Wichtig ist es, daß der Sand nicht während des Baues durch Feuchtigkeitsaufnahme an seiner Flüssigkeit leidet. Die Töpfe sind daher jedenfalls hochwasserfrei anzuordnen.

Schrauben als Ausrüstevorrichtungen sind, so wie die Keile, entweder unmittelbar unter den Kranzhölzern angebracht (Bogenschrauben) oder zwischen Lehrgerüst und Unterbau gelegt (Setzschrauben). Die erstere Anordnung, für welche Abb. 266 ein Beispiel gibt, bietet zwar den Vorteil, daß ein Nachstellen der Bogenkränze und ein genaues Ausrichten der Bogenform dadurch ermöglicht wird, doch wird die Anordnung von Setzschrauben der Einfachheit und der damit zu erreichenden gleichmäßigeren Senkung wegen vorgezogen. Die Schraubenausrüstungen sind teurer als die

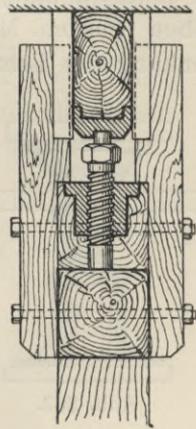


Abb. 266.

vorher besprochenen Ausrüstungsvorrichtungen. Sie werden auch nur bei großen und stark belasteten Lehrgerüsten Anwendung finden, für welche sie allerdings den Vorteil bieten, daß unter allen Umständen ein ruhiges, langsames und stoßfreies Senken durchzuführen ist. Es ist jedoch zu beachten, daß die Stützung eines hohen Obergerüstes auf Schraubenspindeln dessen Stabilität gegen Seitenkräfte sehr beeinträchtigen kann, weshalb es geraten sein wird, neben den Setzschrauben unterstützende Holzklötze oder Keile anzubringen, welche die Schrauben während der Bauausführung entlasten und erst unmittelbar vor dem Senken des Lehrgerüstes durch schwaches Anheben der Schrauben beseitigt werden.

Der Kerndurchmesser d der Schrauben rechnet sich bei dem auf eine Stützschaube entfallenden Drucke D aus $\frac{\pi}{4} d^2 s = D$, worin die Inanspruchnahme $s = 600$ bis 800 kg/cm^2 zu setzen ist. Die

Schrauben sind gegen entsprechend starke Stützplatten zu lagern, deren Größe so zu bemessen ist, daß der auf das Holz übertragene Druck 10 bis 15 kg/cm^2 nicht übersteigt. Die Abb. 267 gibt ein Beispiel für die Anordnung solcher Setzschrauben.

Andersartige, bei älteren Brücken hie und da angewandte Ausrüstevorrichtungen, wie exzentrisch gelagerte Scheiben, durch deren Drehung ein Senken bewirkt wurde, sind entweder teuer oder mit sonstigen Nachteilen verbunden und spielen daher heute keine Rolle.

Überhöhung des Lehrgerüsts. Wegen der Senkungen, die das Lehrgerüst während der Ausführung des Gewölbes erfährt, und weiters wegen jener Senkungen des Gewölbes, die nach dem Ausrüsten zu erwarten sind, muß dem Lehrgerüst eine Scheitelüberhöhung gegeben werden. Man kann diese nur schätzungsweise feststellen. Die Senkung des Lehrgerüsts während der Gewölbausführung ist nicht

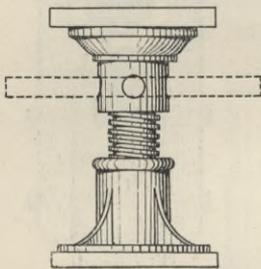


Abb. 267.

nur von den Dimensionen, von der Spannweite des Bogens und der Höhe des Gerüsts, d. i. von der Zahl der Stoßstellen in den Hölzern, sondern auch von der Konstruktionsart und von der Sorgfalt der Ausführung des Gerüsts abhängig. Direkt gestützte Streben- und Ständersysteme geben geringere Senkungen als freitragende Holzgerüste und zur Verminderung der Senkung hoher Gerüste trägt, wie schon oben erwähnt, die sorgfältige Ausbildung der Holzverbindungen

unter durchgängiger Verwendung von Kantholz und allenfalls auch von eisernen Verbindungsschuhen wesentlich bei. Die Senkung des Gewölbes nach dem Ausrüsten ist wieder von dem Scheitelkrümmungsradius abhängig, kann aber auch durch ein zu frühes Ausrüsten sehr ungünstig beeinflusst werden.

Es lassen sich demnach keine allgemein gültigen Regeln für die dem Lehrgerüst einer gewölbten Brücke zu gebende Überhöhung aufstellen. Als Anhaltspunkt mag dienen, daß die Scheitelsenkung des Lehrgerüsts bei ausgeführten Brücken in normalen Fällen $0.002l$ bis $0.004l$, unter l die Lichtweite des Gewölbes verstanden, betragen hat. Bei sehr gut konstruierten hölzernen Lehrgerüsten von nicht allzugroßer Höhe oder bei eisernen Gerüsten wird die Senkung noch unter diesem Maße bleiben. Die Senkung des Gewölbes nach dem Ausrüsten kann im Durchschnitt mit etwa $0.0005r$ veranschlagt werden. Ein Mittelwert für die Überhöhung des Lehrgerüsts wäre sonach $u = 0.003l + 0.0005r$.

Die Material- und Arbeitskosten eines Lehrgerüsts können ohne vorliegendem Plane ganz generell nach folgenden Angaben¹⁾ veranschlagt werden. Bei Lehrgerüsten mit einer genügenden Anzahl fester Stützpunkte kommen auf $1 m^3$ Gewölbmauerwerk 0.3 bis $0.5 m^3$ Holz, oder auf $1 m^2$ verbaute Fläche der Öffnung bei einer Gewölbbreite von ungefähr $5 m$ je nach der Taltiefe 0.2 bis $0.35 m^3$ Holz. Bei Lehrgerüsten mit nur wenigen festen Stützpunkten oder bei ganz freitragenden Gerüsten kann auf $1 m^3$ Gewölbmauerwerk 0.2 bis $0.3 m^3$ Holz gerechnet werden. Die Menge des in Form von Klammern, Schraubenbolzen, Bändern etc. gebrauchten Eisens kann etwa mit 10 bis $30 kg$ auf $1 m^3$ Holz veranschlagt werden. Bei reichlicherer Verwendung von Eisen zu Knotenpunktverbindungen, Schuhen, können aber auf $1 m^3$ Holz leicht 40 bis $70 kg$ und auch mehr kommen. Die Arbeitsleistungen der Zimmerleute zur Herrichtung und Aufstellung des Gerüsts können im Mittel rund mit 50 Arbeitsstunden für $1 m^3$ Holz im fertigen Gerüste berechnet werden.

¹⁾ Dr. Robert Schönhöfer, die Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau. Berlin 1911.

Einige neuere Literatur

betreffend Stein- und Eisenbetonbrücken.

- K. v. Leibbrand.** Gewölbte Brücken. Leipzig 1897.
- G. Tolkmitt.** Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken. 2. Auflage. Berlin, W. Ernst & Sohn. 1902.
- Handbuch der Ingenieurwissenschaften II.** Brückenbau. I. Band. 4. Auflage. Steinerne Brücken. Bearbeitet von M. Foerster. Ausführung und Unterhaltung der Steinbrücken. Bearbeitet von G. Mehrrens. Leipzig, W. Engelmann 1904.
- M. Struckel.** Der Brückenbau II. Leipzig, A. Twietmayr. 1906.
- Handbuch für Eisenbeton.** Herausgegeben von F. v. Emperger. 3. Band, Brücken. Bearbeitet von A. Spitzer, A. Nowak, W. Gehler. Berlin, W. Ernst & Sohn. 1908.
- S. Zipkes.** Kontinuierliche Balkenbrücken aus Eisenbeton in Theorie und Ausführung. Zürich-Berlin, Arnold Bopp. 1907.
- Max Foerster.** Balkenbrücken in Eisenbeton. Leipzig, W. Engelmann. 1908.
- C. Kersten.** Brücken in Eisenbeton. 2 Teile. Berlin, W. Ernst. 1909.
- Esselborn.** Lehrbuch des Tiefbaues. 4. Auflage. 2. Band. Brückenbau. Bearbeitet von Dr. Th. Landsberg.
- Ferner zahlreiche Abhandlungen in Zeitschriften, auf welche durch Fußnoten im Text verwiesen ist.
-

ANHANG.

Beispiel für die statische Untersuchung und Spannungsberechnung eines Brückengewölbes.

Brücke Chauderon-Montbenon in Lausanne.

Gelenkloser Eisenbetonbogen.

Unter Anwendung des in § 4 entwickelten graphischen Verfahrens wurden die Einflußlinien der auf die Schwerpunkte der Bogenquerschnitte bezogenen Momente bestimmt.

Das Moment der angreifenden Kräfte auf den Punkt M bezogen (Abb. 268) läßt sich für den eingespannten Bogen ausdrücken durch

$$M = \mathfrak{M} - Hy - X_1 x - X_2.$$

Hierin bezeichnet \mathfrak{M} das Moment für den gleich belasteten Balkenträger, H den Horizontalschub, X_1 den Unterschied der lotrechten Drücke in den Kämpfern beim eingespannten Bogen gegenüber jenen des Balkenträgers und $X_2 = Hz_0$ das Moment der Horizontalkraft H bezogen auf den elastischen Schwerpunkt des Bogens. Durch letzteren ist die Abszissenachse zu legen und so zu bestimmen, daß die Summe der

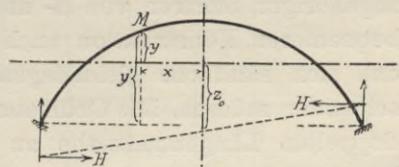


Abb. 268.

statischen Momente der mit ihren reziproken Querschnittsträgheitsmomenten belasteten Bogenelemente auf die Achse bezogen gleich Null ist, also $\sum \frac{y}{J} \Delta s = 0$. Die Einflußlinien der Größen H , X_1 und X_2 lassen sich als Seilpolygone verzeichnen, die man erhält, wenn die Elemente der Bogenachse der Reihe nach mit den Gewichten $w = \frac{y}{J} \Delta s$, $w' = \frac{x}{J} \Delta s$ und $w'' = \frac{1}{J} \Delta s$ lotrecht belastet werden. In Abb. 269 auf S. 351 sind in den Fig. 4, 7 und 8 diese Seilpolygone mit strichpunktirten Linien eingetragen, und zwar wurde zunächst mit Hilfe des Kraftpolygones der Größen w'' (Fig. 1) und des für deren wagerechte Wirkung sich ergebenden Seilpolygones (Fig. 2) die Lage der Abszissenachse be-

stimmt. Dann wurden die Größen w und w' berechnet und mit Hilfe der ihnen entsprechenden Kraftpolygone (Fig. 3 und 6) die Seilecke, Fig. 4 und 7 konstruiert. Dabei wurde die Polweite in Fig. 3 beliebig angenommen; die Maßstabseinheit für H , das ist die Größe der Lasteinheit G , bestimmt sich durch den um eine kleine Korrekionsgröße verbesserten Abschnitt $2 \cdot \overline{m_0 m}$ des Seilpolygones Fig. 5, welches aus den Kräften w für deren wagerecht gedachte Wirkung erhalten wurde. Auch die Polweite in Fig. 6 ist beliebig; die Ordinaten der Linie X_1 sind nach einer Einheit zu messen, die sich durch den Abschnitt $2 \cdot \overline{n_0 n}$ der ersten und letzten Seilseite auf der Ordinatenachse ergibt. Im Kraftpolygon der w'' (Fig. 1) wurde dagegen die Polweite $= \frac{1}{2} \Sigma w''$, also der äußerste Polstrahl unter 45° an-

genommen; es geben dann die Ordinaten des Seilpolygones (Fig. 8) die Größe X_2 im doppelten Maßstabe der Längen. Um nun auch die Momente $H y$ und $X_1 x$ in dem gleichen Maßstabe zu erhalten, haben

wir nur die betreffenden Seilpolygone H und X_1 auf die Basis $\frac{1}{2}$ und $\frac{x}{2}$ zu reduzieren, was durch Änderung der bezüglichen Polweiten

im Verhältnis $y : \overline{m m_0}$ und $x : \overline{n n_0}$ geschehen kann. Es wurden dementsprechend in den Fig. 4 und 7 die den Bogenpunkten 0 bis 8 zugehörigen Scharen von H - und X_1 -Polygonen verzeichnet, zu deren bequemerer Konstruktion auch der Umstand benützt werden kann, daß sich sämtliche gleichliegende Seiten auf der Polygonschlußlinie schneiden müssen. Die Ordinaten dieser Polygone geben die auf dem doppelten Längenmaßstabe zu messenden Momente $H y$ und $X_1 x$, lassen sich sonach einfach mit dem Zirkel zu den Ordinaten der X_2 -Linie addieren. Es erübrigt nur noch, diese summierten Ordinaten von der Einflußlinie des Momentes M abzuziehen. Diese letztere wird aber in bekannter Weise durch ein Dreieck bestimmt, und unter Zugrundelegung der gleichen Maßstabseinheit ist der Abschnitt der Dreieckseite auf der Mittellotrechten gleich $\frac{l}{2} - x = x'$. Auf diese Weise

wurden die in Fig. 8 verzeichneten Einflußlinien der auf die Punkte 0 bis 8 bezogenen Momente M erhalten. Die links von den Bogenpunkten gelegenen Ordinaten derselben wurden wegen des nahen Zusammenfallens der Schräglinien von einer wagerechten Achse aus aufgetragen. Maßstabseinheit ist die doppelte Einheit des Längenmaßstabes.

Für die Achsialkraft N im Querschnitte M besteht die Gleichung

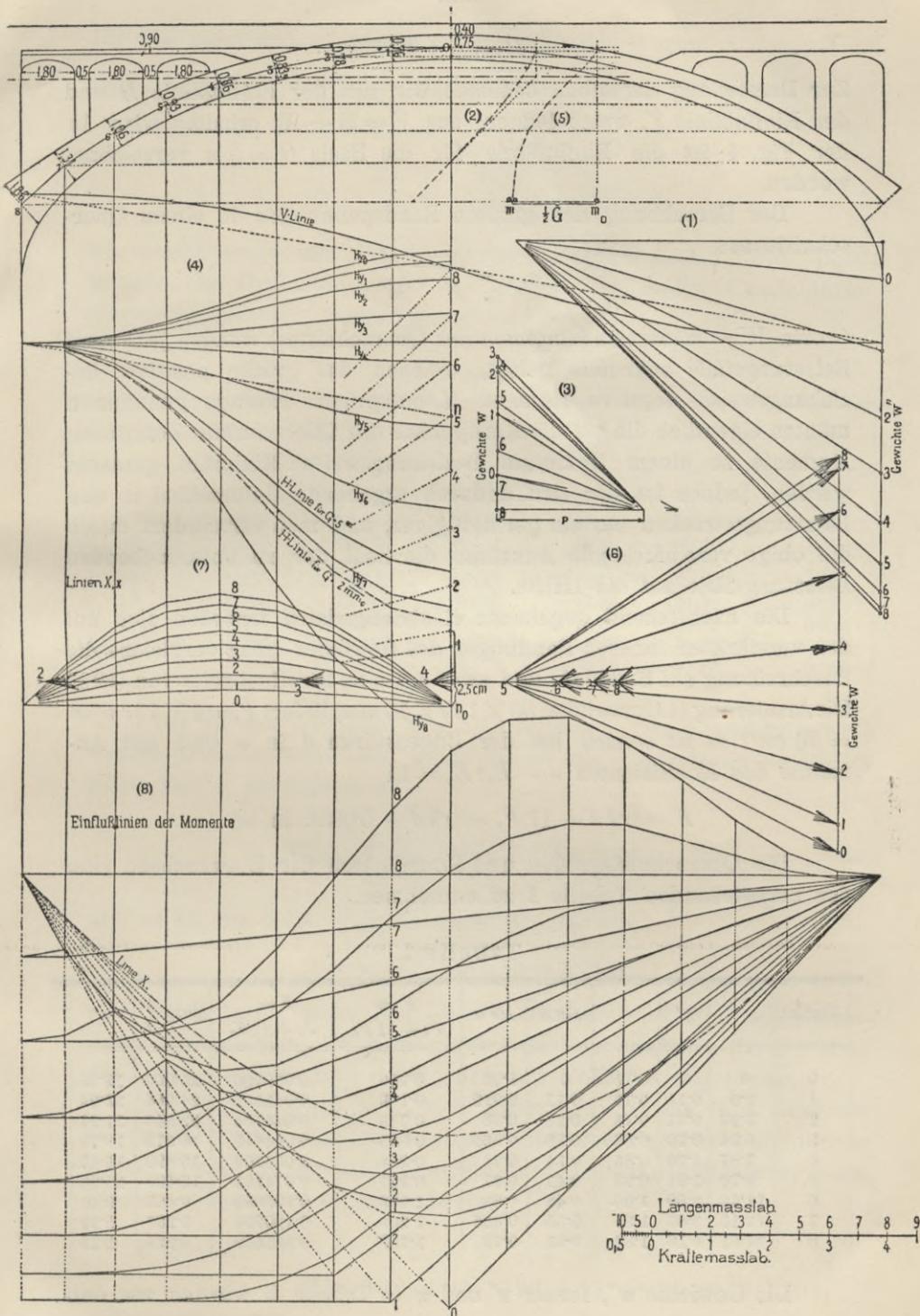


Abb. 269.

$$N = H \cos \varphi + V \sin \varphi.$$

Zur Darstellung derselben bedienen wir uns der Einflußlinie H und der Einflußlinie V , welche letztere aus $V = \mathfrak{B} + X_1$ erhalten wird. In der Fig. 4 ist die Einflußlinie für die Basis $G = 5 \text{ m}$ verzeichnet worden.

Der Berechnung der größten Randspannungen in einem Querschnitte aus

$$\sigma_{o,u} = \frac{N}{F} \mp \frac{M}{W}$$

(worin $W =$ Widerstandsmoment des Querschnittes) wurden jene zwei Belastungsfälle zugrunde gelegt, welchen das größte positive, beziehungsweise negative Moment M entspricht. Strenge genommen müßten eigentlich die auf die Kernpunkte des Querschnittes bezogenen Momente zu einem Maximum beziehungsweise Minimum gemacht werden, jedoch ist der sich dadurch ergebende Unterschied in den Belastungsstrecken nur ein geringfügiger, und man vermindert durch die obige vereinfachende Annahme die Zahl der zu untersuchenden Belastungsfälle auf die Hälfte.

Die nachstehend gegebenen Rechnungsdaten beziehen sich auf den verstärkten inneren Randbogen des Gewölbes (man vergleiche die Beschreibung auf S. 235 ff.) und zwar auf eine Streifenbreite von 0.9 m . Die Armierung (4 Gurtwinkel $80 \times 120 \times 10 \text{ mm}$) liefert $F_e = 4 \times 19 \text{ cm}^2 = 76 \text{ cm}^2$; es ist sonach bei der Bogenstärke d in m und mit Annahme des Koeffizienten $n = E_e : E_b = 11$

$$F = 0.9 d + 11 F_e = 0.9 d + 0.0836 \text{ in } m^2.$$

Die Querschnittsgrößen und Koordinaten der Bogenachsen sind der nachstehenden Tabelle I zu entnehmen.

Tabelle I.

Punkt		y'	d	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$F =$ $F_b + 11 F_e$	$J =$ $J_b + 11 J_e$	$w'' = \frac{1}{J}$	w''
0	0	0	0.75	0	1.00	0.759	0.039986	25.009	12.35
1	2.0	0.11	0.76	0.11	0.992	0.768	0.041552	24.066	23.94
2	3.99	0.31	0.78	0.18	0.98	0.785	0.044754	22.346	21.97
3	5.94	0.70	0.835	0.26	0.965	0.835	0.054410	18.379	18.79
4	7.87	1.20	0.86	0.34	0.94	0.858	0.059209	16.890	16.57
5	9.70	1.91	0.93	0.41	0.91	0.921	0.074103	13.495	13.36
6	11.46	2.80	1.06	0.48	0.88	1.038	0.105650	9.465	9.43
7	13.15	3.87	1.31	0.55	0.835	1.263	0.190956	5.236	5.39
8	14.61	5.18	1.86	0.61	0.79	1.758	0.591639	1.924	2.15

Die Gewichte w'' , ferner w' und w in Tabelle II wurden aus den

für drei aufeinander folgende Punkte geltenden Werten w_{m-1} , w_m und w_{m+1} gemittelt, und zwar nach der Formel $w_m = \frac{1}{6} (w_{m-1} + 4w_m + w_{m+1})$.

Die Lage der Abszissenachse ergibt sich aus

$$t_0 = \frac{\sum w'' y'}{\sum w''} = \frac{122 \cdot 12}{123 \cdot 98} = 0 \cdot 985 \text{ m}$$

übereinstimmend mit der Konstruktion in Fig. 2, Abb. 269. Damit konnten die Ordinaten y und die übrigen in Tabelle II angeführten Berechnungsgrößen bestimmt werden.

Tabelle II.

Punkt	y	$w = \frac{y}{J}$	$w' = \frac{x}{J}$	w	w'	$\frac{\cos^2 \alpha}{F}$
0	0·985	21·643	0	11·61	0	$\frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 317$
1	0·875	21·058	48·132	20·45	46·95	1·281
2	0·675	15·084	89·161	14·26	85·66	1·222
3	0·285	5·238	109·171	5·23	104·16	1·115
4	-0·215	-3·631	99·144	-3·69	106·11	1·031
5	-0·925	-12·483	130·901	-11·00	121·87	0·900
6	-1·815	-17·179	103·469	-16·21	105·61	0·746
7	-2·885	-15·106	68·853	-14·42	68·67	0·552
8	-4·195	-8·071	28·110	-5·26	20·85	0·355

Die an den Abschnitt des Seilpolygons, Fig. 5, anzubringende Verbesserung rechnet sich, wenn $p = 50$ die Polweite im Kraftpolygone, Fig. 3, bezeichnet, aus

$$C = \frac{1}{p} \sum_0^8 \frac{\cos^2 \alpha}{F} = \frac{1}{50} \cdot 7 \cdot 7 = 0 \cdot 15 \text{ m,}$$

und es ist die halbe Maßstabeinheit der H -Linie

$$\overline{m m_0} = 2 \cdot 9 + 0 \cdot 15 = 3 \cdot 05 \text{ m.}$$

Mit Hilfe der nach dem oben beschriebenen Verfahren konstruierten Einflußlinien der Momente wurde nun zunächst die Wirkung des Eigengewichtes und dann jene einer Vollbelastung bestimmt.

Das Eigengewicht setzt sich zusammen: $a)$ aus dem Gewichte des 0·9 m breiten Gewölbstreifens samt der darüber befindlichen Aufmauerung der Entlastungsbögen einschließlich des Straßenkörpers. Diesem entsprechen folgende Lasten:

Bogenstück 0 — 1 — 2 — 3 — 4 — 5 — 6 — 7 — 8,
 4·80 5·30 6·32 10·90 4·03 11·24 13·50 7·30 t;

Tabelle III. Spannungswerte.
+ Druckspannungen, — Zugspannungen.

	Belastungszustand	N	M	$\frac{N}{F}$	$\frac{M}{J \cdot 2}$	Betonspannung	
						oberer Rand	unterer Rand
						kg pro cm ²	
		t	t/m				
Querschnitt 0	Unbelastete Brücke	94·32	— 2·407	12·43	— 2·26	14·7	10·2
	Vollbelastete Brücke	116·83	— 4·586	15·26	— 4·35	19·6	11·0
	Ungünstigste } + M	102·84	+ 0·148	13·55	+ 0·14	13·4	13·7
	Belastung für } — M	107·31	— 7·141	14·14	— 6·70	20·8	7·4
	Temperaturwirkung	± 17·96	± 17·690	± 2·35	± 16·59	± 14·2	± 18·9
	Maxim. + Temperatur	—	—	—	—	35·0	— 11·5
	Minim. + Temperatur	—	—	—	—	— 0·8	32·6
Querschnitt 2	Unbelastete Brücke	95·07	— 3·138	12·09	— 2·73	14·8	9·4
	Vollbelastete Brücke	116·88	— 4·039	14·87	— 3·52	18·4	11·3
	Ungünstigste } + M	106·72	+ 2·010	13·58	+ 1·75	11·8	15·3
	Belastung für } — M	105·23	— 9·188	13·38	— 8·01	21·4	5·4
	Temperaturwirkung	± 17·59	± 12·122	± 2·22	± 10·51	± 8·3	± 12·7
	Maxim. + Temperatur	—	—	—	—	29·7	— 7·3
	Minim. + Temperatur	—	—	—	—	3·5	28·0
Querschnitt 3	Unbelastete Brücke	97·05	— 3·300	11·62	— 2·53	14·1	6·1
	Vollbelastete Brücke	119·36	— 2·943	14·29	— 2·26	16·6	12·0
	Ungünstigste } + M	111·90	+ 9·215	13·40	+ 7·07	6·3	20·5
	Belastung für } — M	104·51	— 15·459	12·51	— 11·86	24·4	0·6
	Temperaturwirkung	± 17·33	± 5·118	± 2·06	± 3·90	± 1·8	± 6·0
	Maxim. + Temperatur	—	—	—	—	26·2	— 5·4
	Minim. + Temperatur	—	—	—	—	4·5	26·5
Querschnitt 4	Unbelastete Brücke	101·47	+ 1·160	11·83	+ 0·84	11·0	12·7
	Vollbelastete Brücke	124·79	+ 3·257	14·54	+ 2·37	12·2	16·9
	Ungünstigste } + M	119·70	+ 13·335	13·95	+ 9·68	4·3	23·6
	Belastung für } — M	106·51	— 8·917	12·42	— 6·48	18·9	5·9
	Temperaturwirkung	± 16·88	± 3·861	± 1·96	± 2·80	± 4·8	± 0·8
	Maxim. + Temperatur	—	—	—	—	23·7	5·1
	Minim. + Temperatur	—	—	—	—	— 0·5	24·4
Querschnitt 6	Unbelastete Brücke	109·69	+ 11·988	10·57	+ 6·01	4·6	16·6
	Vollbelastete Brücke	134·08	+ 14·853	12·92	+ 7·45	5·5	20·4
	Ungünstigste } + M	122·93	+ 25·782	11·84	+ 12·93	— 1·1	24·8
	Belastung für } — M	120·84	+ 1·059	11·64	+ 0·53	11·1	12·2
	Temperaturwirkung	± 15·80	± 32·593	± 1·52	± 16·35	± 17·9	± 14·8
	Maxim. + Temperatur	—	—	—	—	29·0	— 2·6
	Minim. + Temperatur	—	—	—	—	— 19·0	39·6
Querschnitt 8	Unbelastete Brücke	122·61	+ 2·720	6·97	+ 0·49	6·5	7·5
	Vollbelastete Brücke	147·96	— 4·630	8·42	— 0·83	9·3	7·6
	Ungünstigste } + M	132·11	+ 20·772	7·51	+ 3·72	3·8	11·2
	Belastung für } — M	138·46	— 22·682	7·88	— 4·06	11·9	3·8
	Temperaturwirkung	± 14·19	± 75·332	± 0·80	± 13·48	± 14·3	± 12·7
	Maxim. + Temperatur	—	—	—	—	26·2	— 8·9
	Minim. + Temperatur	—	—	—	—	— 10·5	23·9

b) aus dem Gewichtsanteile, herrührend von dem zwischen den beiden Viadukthälften gelegenen Brückenkörper. Letzterer wiegt pro 1 *m* Brückenlänge 4·572 *t*. Da beiderseits eine Bogengurte von 1·8 *m* Breite als tragend angenommen wird, so entfällt auf den 0·9 breiten Streifen eine gleichmäßig verteilte Belastung von $\frac{1}{4} 4·572 = 1·143 t$ pro 1 *m* Länge.

Der Zwischenraum zwischen den beiden Viadukthälften beträgt 5 *m*; die verstärkten, je 1·8 *m* breiten Randgurten der beiderseitigen Gewölbe haben sonach eine Brückenfläche von $5 + 2 \times 1·8 = 8·6 m$ Breite zu tragen, worauf eine Verkehrslast, dieselbe mit 0·46 *t* pro 1 *m*² gerechnet, von $0·46 \times 8·6 = 3·956 t$ entfällt. Für den 0·9 *m* breiten Gewölbestreifen ergibt sich daraus eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von $\frac{1}{4} 3·956 = 0·989 t$ oder rund 1 *t* pro 1 *m* Länge.

Die auf Grund dieser Belastungen mit Hilfe der gezeichneten Einflußlinien berechneten angreifenden Kräfte und daraus folgenden Betonspannungen sind für einige Querschnitte in der beistehenden Tabelle III zusammengestellt. Für die beiden Belastungsfälle: Eigengewichtswirkung und Vollbelastung sind die angreifenden Kräfte auch auf analytischem Wege bestimmt worden und hat sich eine befriedigende Übereinstimmung mit den graphisch ermittelten Werten ergeben.

Der infolge Temperaturänderung auftretende Horizontalschub wurde aus $H_t = \frac{E \omega t l}{2 m m_0 \cdot p \Delta s}$ berechnet. Mit $E = 1500000 t/m^2$, $\omega = \frac{1}{80000}$, $t = 20^0$ wird $E \omega t = 375$; ferner ist $l = 29·22$ und nach der graphischen Konstruktion $2 m m_0 = 6·1 m$, die Polweite $p = 50 m$, die Bogenstücklänge $\Delta s = 2 m$; damit ergibt sich

$$H_t = \frac{375 \cdot 29·22}{6·1 \cdot 50 \cdot 2} = 17·96 t.$$

Dieser Horizontalschub wirkt in der Höhe der Abszissenachse, die Momente berechnen sich daher aus $H_t y$. In der Tabelle III sind die Temperaturspannungen eingetragen und schließlich zu den für die ungünstigst wirkende Verkehrsbelastung sich ergebenden Höchstspannungen addiert worden.

Nach dieser Berechnung ergeben sich bei dem ungünstigsten Zusammenwirken der Belastung und der Temperaturänderung in der Nähe der Kämpfer bereits größere Randzugspannungen, welche vom

Beton nicht aufgenommen werden können, so daß wir jene Belastungsphase vorliegen haben, bei der nicht mehr mit einem konstanten Elastizitätskoeffizienten des Betons gerechnet werden darf. Wendet man auf den Querschnitt 6 das Berechnungsverfahren an, welches den Zugquerschnitt des Betons ganz ausschaltet und die Zugspannungen nur von der Eisenarmierung aufnehmen läßt, so ergeben sich die nachstehenden Resultate.

Den Abstand ζ der neutralen Achse vom Druckrande in diesem Querschnitte erhält man durch Division der Gleichungen 8 und 9 (§ 13, S. 92), wenn darin $\mu = 0$ und für den Belastungsfall: größte Zugspannung am oberen Rande bei tiefster Temperatur

$$N = 122.93 - 15.80 = 107.13 \text{ t,}$$

$$M = 25.782 + 32.592 = 58.375 \text{ t/m,}$$

daher $p = \frac{58.375}{107.13} = 0.545 \text{ m}$, ferner $b = 0.9 \text{ m}$, $h = d = 1.06 \text{ m}$, $h' = \frac{d}{2}$,
 $n F_e = 0.0836 \text{ m}^2$, $n J_e = 0.016324 \text{ m}^4$ gesetzt wird. Die kubische Gleichung lautet:

$$\zeta^3 + 0.045 \zeta^2 + 0.30375 \zeta - 0.26981 = 0,$$

woraus $\zeta = 0.483 \text{ m}$.

Damit ergibt sich zufolge Gleichung 8)

$$(0.9 \cdot 0.483^2 - 0.0836 \cdot 0.094) \sigma_0 = 214.26$$

$$\sigma_0 = 1060 \text{ t/m}^2 = 106 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Druckspannung im Betonrande wird sonach

$$\sigma_b = 106 \cdot 0.483 = 51.2 \text{ kg/cm}^2,$$

die Eisenzugspannung $\sigma_e = -11.106 \cdot 0.537 = -626 \text{ kg/cm}^2$.

Im Hinblicke auf die der Rechnung zugrunde gelegten ungünstigen Annahmen (gänzliche Außerachtlassung der Betonzugspannungen) kann auch diese Betondruckspannung noch als zulässig erklärt werden. In Wirklichkeit wird sie wegen der bei der Ausführung bewirkten, in der Rechnung nicht berücksichtigten, teilweisen direkten Übertragung der Gewölbbelast auf den Eisenbogen in dieser berechneten Größe nicht auftreten, wogegen die Eisenruckspannungen etwas höhere Werte annehmen werden.

Berichtigungen und Ergänzungen.

S. 68. In der Tabelle sollen die zwei letzten Zeilen lauten:

	Druckfestigkeit
Scharfgebrannte, doppeltgeschlämmte Maschinziegel	150—200 kg/cm^2
Klinkerziegel	250—700 kg/cm^2

S. 74. Der Anmerkung ist am Schlusse der Satz anzufügen:

Für Eisenbetontragwerke ist nur langsam bindender Portlandzement (Erhärtungsbeginn nach 30 Minuten, Abbindezeit mindestens $3\frac{1}{2}$ Stunden) zu verwenden.

S. 81. Vor dem ersten Absatz ist einzuschalten:

Die Druckfestigkeit des Betons läßt sich auch aus Biegebruchversuchen mit armierten Betonbalken beurteilen, welche aber eine so starke Bewehrung erhalten müssen, daß sie nicht durch Erreichen der Streckgrenze des Eisens, sondern durch Zerdrücken des Betons zum Bruche kommen. Dieser Bedingung genügen für die gewöhnlichen Betonfestigkeiten Balken, die mit 2 bis 4% armiert sind. Der aus der Bruchlast in üblicher Weise (siehe Theorie des Eisenbetons, S. 91, Berechnungsnorm II), d. i. mit Weglassung der Zugwirkung des Betons und mit $n = 15$ errechneten Biegungsdruckfestigkeit kommt infolge der für den Bruch nicht mehr zutreffenden Biegunstheorie aber nur ein Rechnungswert zu, der sich immer höher herausstellt als die aus direkten Druckversuchen ermittelte Würfeldruckfestigkeit. Das Verhältnis ist kein festes, sondern scheint von der Querschnittsform, von der Höhe der Balken, der Stärke der Armierung und vielleicht noch von anderen Faktoren abhängig. Nach den vorliegenden Versuchen von Dr. v. Emperger, Mörsch, Bach u. a. ergab es sich mit 1·3 bis 1·79, im Mittel dürfte es etwa mit 1·5 angenommen werden können.

Bei Wahl gleich dimensionierter Probek balken gibt die gerechnete Betonbruchspannung aber jedenfalls einen gut brauchbaren Vergleichsmaßstab für die Beurteilung der Betonqualität und es ist diese Güteprobe für die praktische Anwendung deshalb besonders geeignet, weil sie sich jederzeit mit dem auf jeden Bau vorhandenen Mitteln leicht ausführen läßt.

Der Vorschlag, solche Balkenbruchversuche als Güteproben für den Beton einzuführen, rührt von Dr. F. v. Emperger her. Derselbe empfiehlt Versuchsbalken von 7 cm Breite und 10 cm (8 cm nutzbarer) Höhe, die mit 1 oder 2 Runden von 12 mm Durchmesser, d. i. mit 2 oder 4% armiert sind, auf 2 m Stützweite frei aufgelegt und in der Mitte in zwei um 50 cm abstehenden Punkten bis zum Bruch belastet werden.

Die 1908 erschienenen dänischen Vorschriften für Eisenbeton sind aber bisher die einzigen, welche die Balkenbruchprobe als Ersatz der Würfeldruckprobe zur Qualitätsbestimmung des Betons im Verordnungswege vorschreiben. Allerdings scheint die dort gewählte Balkentypen infolge zu kleiner Querschnittsabmessung und zu geringer Armierung (1·5%) dem Zwecke nicht ganz zu entsprechen und sich nur für geringwertige Betonfestigkeiten zu eignen.

S. 107. An Zeile 2 von oben ist anzufügen:

Berücksichtigt man, daß die (rechnungsmäßige) Biegungsdruckfestigkeit des Betons sich erfahrungsgemäß immer größer als die Würfeldruckfestigkeit, und zwar im Mittel mit dem 1·5fachen, herausstellt, so folgt, daß bei einer rechnungsmäßigen Biegungsdruckkinanspruchnahme von Betontragwerken = $1/5$ Würfeldruckfestigkeit der Sicherheitsgrad gegen Bruch durch Zerdrücken größer als 5, nämlich im Mittel 7·5 ist.

S. 111. Zeile 21 von oben soll es anstatt „bis etwa 50 m“ richtig heißen: 50 cm

S. 117. Zeile 9 von unten soll es anstatt Abb. 89, S. 158 richtig heißen: Abb. 96, S. 187.

S. 133. Nach dem ersten Absatze ist einzuschalten:

Die Formeln 12 zur näherungsweise Dimensionierung von Plattenbalken führen mit Einsetzung von $\sigma_b = \frac{1}{k} \sigma_e$ und mit gewissen Vernachlässigungen zu der einfachen, allerdings nur rohen Näherungsformel

$$F_e = \frac{M}{0.8 h \sigma_e}$$

Hienach kann die in jedem Balkenquerschnitt notwendige Eisenquerschnittsfläche dem Momente direkt proportional gesetzt werden, womit sich die Austeilung der Armierungsrundisen und deren erforderliche Länge in einfacher Weise aus der Maximalmomentenkurve ergibt (Abb. a).

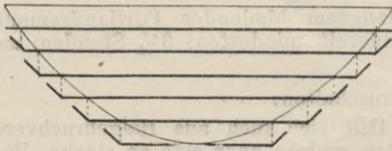


Abb. a.

Die zugehörige Betondruckspannung, beziehungsweise das Verhältnis $k = \sigma_e : \sigma_b$, kann aus der zweiten Gruppe der Gleichungen 12 gefolgert werden. Für die beiden Veränderlichen

$$\alpha = 100 F_e : b h \quad \text{und}$$

$\beta = \text{Plattenfläche } (c - b) d : \text{Balkenfläche } b h$ bestimmen diese Gleichungen für verschiedene Werte von k ein Strahlenbüschel (Abb. b) und man hat nur jenen Strahl aufzusuchen, auf dem der Punkt α, β gelegen ist, um den zugehörigen Wert von k zu finden.

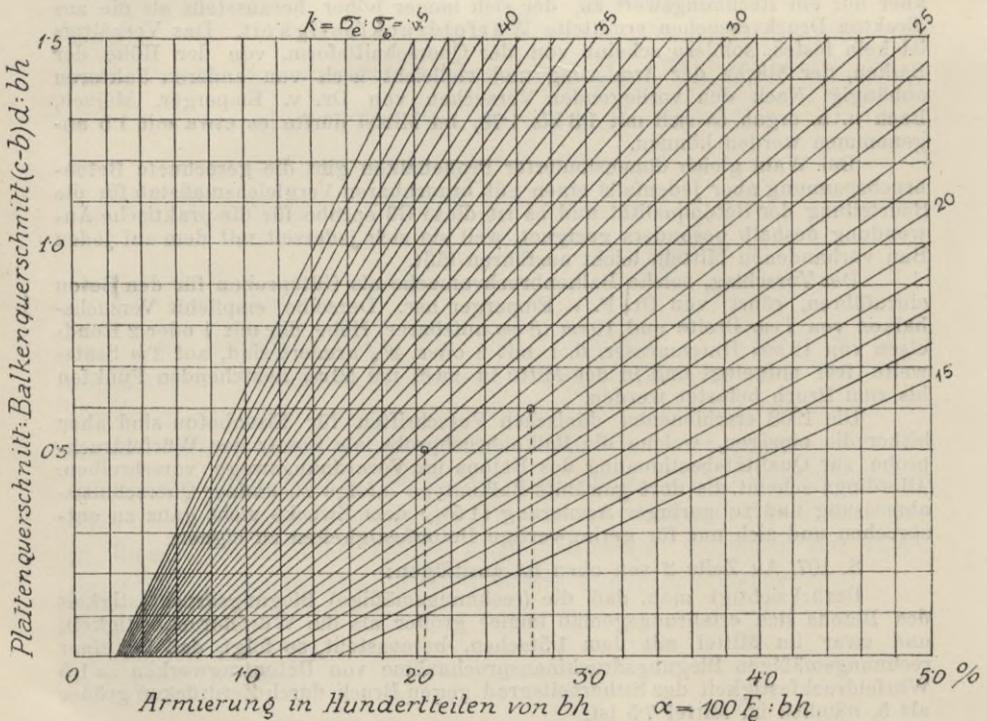


Abb. b.

Für das Beispiel auf S. 148 ist $h = 120 \text{ cm}$, $M = 7853 \text{ 900 kg/cm}$, $\sigma_e = 836$ damit folgt $F_e = \frac{7853 \text{ 900}}{0.8 \cdot 120 \cdot 836} = 978 \text{ cm}^2$. Bei der Balkenfläche $40 \cdot 120 = 480$ wäre sonach die Armierungsziffer $\alpha = 978 : 4800 = 2.04\%$. Die Plattenfläche ist $120 \cdot 20 = 2400$, sohin $\beta = 2400 : 4800 = 0.5$. Der diesen beiden Werten von α und β entsprechende Punkt der graphischen Tafel liegt auf dem Strahle $k = 25.3$; damit folgt die Betondruckspannung $\sigma_b = \frac{1}{25.3} \cdot 836 = 33 \text{ kg/cm}^2$. Es stimmt dies mit der genaueren Berechnung der Spannungen gut überein.

Für einen anderen Fall wäre das aufzunehmende Moment $M = 5,120,000 \text{ kg/cm}$. Wir wählen $h = 100 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$, $c = 150 \text{ cm}$, $d = 15 \text{ cm}$, ferner $\sigma_e = 800 \text{ kg/cm}^2$. Die erforderliche Eisenquerschnittsfläche ergibt sich hienach mit

$$F_e = \frac{5120000}{0.8 \cdot 100 \cdot 800} = 80 \text{ cm}^2,$$

was einer Armierungsziffer $\alpha = 80 : 3000 = 2.67\%$ entspricht. Das Verhältnis Plattenquerschnitt : Balkenquerschnitt ist $\beta = 1800 : 3000 = 0.6$. Diesen Werten entspricht nach der Tafel der Strahl $k = 23$, sohin eine Betondruckspannung $\sigma_b = 800 : 23 = 34.8 \text{ kg/cm}^2$. Die genauere Berechnung der Spannungen ergibt $\sigma_e = 781$ und $\sigma_b = 32.4 \text{ kg/cm}^2$, also wieder eine genügende Übereinstimmung.

S. 211. Zeile 10 von oben soll es anstatt Abb. 168 richtig heißen Abb. 170.

S. 217. „ 14 „ „ „ „ „ „ Abb. 169 „ „ „ Abb. 171.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

Ergänzungen zu der Tabelle auf Seite 4 bis 12.

Hauptabmessungen weitgespannter gewölbter Brücken.

B a u w e r k	Verkehrsweg	Zeit der Erbauung	Ausführungsart der Gewölbe	Abmessungen der Hauptöffnung (Meter)				Literaturnachweis
				Spannweite	Pfeilhöhe	Gewölbstärke Scheitel	Kämpfer	
Brücke über die Sense bei Guggersbach, Bern	Straße	1907	Betonquader ohne Gelenke	51·5	8·22	1·10	1·60	S. B. 1908
Brücke über den Rock Creek, Washington, Nordamerika	Straße	1908	Betonquader ohne Gelenke	45·7	22·9	1·51	3·05	E. N. 1905
Landwasserbrücke bei Wiesen, Davos—Filisur	schmalsp. Eisenb.	1909	Betonquader ohne Gelenke	55·0	33·34	1·80	3·00	S. B. 1909
Brücke über den Rocky bei Cleveland, Ohio	Straße	im Bau	Beton ohne Gelenke	85·4	24·4	1·83	3·35	Eng. Record 1909
Monroe Street-Brücke, Spokane, Washington	Straße	im Bau	Beton ohne Gelenke	85·6	35·0	2·06	5·64	E. N. 1909
Brücke über den Koura, Gori, Kaukasus, Rußland	Straße	1908	Eisenbeton, Hennebique	50·0	5·0	—	5·5	B. A. 1909
Moselbrücke bei Noveant, Elsaß	Straße	1909	Eisenbeton ohne Gelenke	47·0	7·0	0·88	1·35	B. A. 1910
Saalebrücke bei Merseburg, Sachsen	Gehweg	1909	Eisenbeton ohne Gelenke	51·2	5·7	0·4	0·45	D. B. 1909
Brücke über die Bienne, St. Claude, Jura	Straße	1909	Eisenbeton ohne Gelenke, System Hennebique	64·0	5·38	0·5	4·0	B. A. 1909
Brücke über die Valserine, Frankreich	elektr. Lokalb.	1909	Jurakalkquader ohne Gelenke	80·3	20	1·5	2·5	La Construct. moderne 1910

S-96

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

N

2784

L. inw.

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297571