

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



~~28~~

L. inw.

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.

von

Prof. Dr.-Ing. I. Melan

Mit 93 Abbildungen



BIBLIOTEKA

ZWIĄZKU STUDENTÓW INŻYNIERII W KRAKOWIE

Liczba katalogu **152** *



977

3900654 1521 2031

Ingenieurbau

aus der Sammlung Göschen

Geologie von Dr. Edgar Dacqué.

I. Allgemeine Geologie. Mit 75 Figuren Nr. 13

II. Stratigraphie. Mit 56 Figuren und 7 Tafeln Nr. 846

Mineralogie von Prof. Dr. R. Brauns. Mit 132 Figuren Nr. 29

Petrographie von Prof. Dr. W. Bruhns. Neubearb. von Prof. Dr. P. Ramdohr. Mit 15 Figuren Nr. 173

Praktisches Zahlenrechnen von Professor Dr.-Ing. P. Werkmeister. Mit 58 Figuren Nr. 405

Technische Tabellen u. Formeln von Dr.-Ing. W. Müller. Mit 106 Figuren Nr. 579

Materialprüfungswesen. Einführung in die moderne Technik der Materialprüfung von Dipl.-Ing. K. Memmler.

I. Materialeigenschaften.— Festigkeitsversuche.— Hilfsmittel für Festigkeitsversuche. Mit 58 Figuren Nr. 311

II. Metallprüfung und Prüfung von Hilfsmaterialien des Maschinenbaues. Baumaterialprüfung. Papierprüfung. Schmiermittelprüfung. Einiges über Metallographie. Mit 31 Figuren Nr. 312

Statik von Prof. W. Hauber.

I. Die Grundlehre der Statik starrer Körper. Mit 82 Fig. Nr. 178

II. Angewandte Statik. Mit 61 Figuren Nr. 179

Graphische Statik mit bes. Berücksicht. d. Einflußlinien von Dipl.-Ing. Otto Henkel. 2 Bde. Mit 207 Fig. Nr. 603, 695

Festigkeitslehre von Prof. W. Hauber. Mit 56 Fig. u. 1 Taf. Nr. 288

Aufgabensammlungen zur Festigkeitslehre mit Lösungen von Dipl.-Ing. R. Haren. Neubearb. von Dipl.-Ing.

I. Furtmayr. Mit 43 Figuren Nr. 491

Hydraulik von Prof. W. Hauber. Mit 45 Figuren Nr. 397

Kinematik von Dipl.-Ing. Hans Polster. Mit 76 Figuren. Nr. 584

Dynamik von Dr. Wilhelm Müller. 2 Bände. Mit 121 Fig. Nr. 902, 903

Technische Mechanik von Dr. Wilhelm Müller. 2 Bände. Mit 121 Fig. Nr. 953, 961

Elastizitätstheorie von Dr. Wilhelm Müller. 2 Bände. Mit 121 Fig. Nr. 519, 957

Nomogramme von Max May. Nr. 959

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000298049

- Graphische Darstellung in Wissenschaft und Technik**
 von Obering. M. Pirani. Mit 58 Fig. Nr. 728
- Geometrisches Zeichnen** von H. Becker, neubearbeitet
 von Prof. J. Vonderlinn. Mit 290 Figuren und 23 Tafeln . Nr. 58
- Schattenkonstruktionen** von Prof. J. Vonderlinn. Mit
 114 Figuren Nr. 236
- Parallelperspektive.** Rechtwinklge und schiefwinklge
 Axonometrie von Prof. J. Vonderlinn. Mit 121 Figuren . . Nr. 260
- Zentral-Perspektive** von Hans Freyberger, neubearbeitet
 von Prof. J. Vonderlinn. Mit 132 Figuren Nr. 57
- Darstellende Geometrie** von Prof. Dr. Robert Haubner.
 I. Mit 110 Figuren. II. Mit 88 Figuren Nr. 142, 143
- Die Baustoffkunde** von Prof. H. Haberstroh. 3 Bände.
 Mit 74 Figuren Nr. 506, 853, 854
- Vermessungskunde** von Prof. Dipl.-Ing. P. Werkmeister.
 I. Stückvermessung und Nivellieren. Mit 146 Figuren. Nr. 468
 II. Messung von Horizontalwinkeln, Festlegung von Punkten
 im Koordinatensystem. Absteckungen. Mit 84 Fig. Nr. 469
 III. Trigonometrische und barometrische Höhenmessung.
 Tachymetrie und Topographie. Mit 61 Figuren . . . Nr. 862
- Die Kostenberechnung im Ingenieurbau** von Professor
 E. Kuhlmann und Dr.-Ing. H. Nitzsche. Mit 5 Tafeln . . . Nr. 750
- Die Baustoffe des Beton- und Eisenbetonbaus** von
 Prof. Otto Graf. Mit 43 Abb. Nr. 984
- Baustoffverarbeitung und Baustellenprüfung des
 Betons** von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinogel. Mit 22 Abb. . . Nr. 978
- Erdbau** von Reg.-Baumeister Erwin Link. Mit 72 Figuren. Nr. 630
- Landstraßenbau** von Ober-Ing. A. Liebmann. Mit 44 Fig. Nr. 598
- Stadtstraßenbau** von Dr.-Ing. Georg Klose. Mit 50 Fig. Nr. 740
- Der Betonstraßenbau** von Reg.-Baumstr. a. D. Dr.-Ing.
 W. Petry. Mit 49 Abb. Nr. 976
- Die Entwicklung des neuzeitlichen Eisenbahnbaues**
 von Dipl.-Ing. Alfred Birk. Mit 28 Figuren Nr. 553
- Die Linienführung d. Eisenbahnen** v. Prof. H. Wegele.
 Mit 58 Figuren Nr. 623
- Hochbauten d. Bahnhöfe** v. Eisenbahnbauinsp. C. Schwab.
 I. Empfangsgebäude. Nebengebäude. Güterschuppen.
 Lokomotivschuppen. Mit 91 Figuren Nr. 515
- Bahnhofsanlagen** von Prof. Dr.-Ing. H. Wegele.
 I. Band. Mit 90 Abb. und einer Tafel Nr. 989
- Die mechanischen Stellwerke der Eisenbahnen** von
 Oberbaurat a. D. S. Scheibner. 3 Bände. Mit 143
 Figuren u. 2 Tafeln Nr. 674, 688, 747
- Die Kraftstellwerke der Eisenbahnen** von Oberbaurat
 a. D. S. Scheibner. 2 Bände. Mit 74 Fig. u. 1 Taf. Nr. 689, 690

Das elektrische Fernmeldewesen bei den Eisenbahnen von Geh. Baurat K. Fink. Mit 54 Figuren . .	Nr. 707
Eisenbahnfahrzeuge v. Reg.-Baumeister H. Hinnenthal.	
I. Die Dampflokomotiven. Mit 95 Fig. i. Text u. 2 Tafeln.	Nr. 107
II. Die Eisenbahnwagen und Bremsen. Mit Anhang: Die Eisenbahnfahrzeuge im Betrieb. Mit 85 Figuren. Neubearbeitet von Ad. Wolff	Nr. 108
Schmalspurbahnen (Klein-, Arbeits- und Feldbahnen) v. Dipl.-Ing. August Boshart. Mit 99 Figuren	Nr. 524
Straßenbahnen v. Dipl.-Ing. August Boshart. Mit 72 Fig.	Nr. 559
Kolonial- und Kleinbahnen v. Geh. Oberbaurat Prof. F. Baltzer.	
I. Begriff und Wesen, Kolonialbahnen Afrikas. Kleinbahnen der wichtigsten Länder u. a. Mit 7 Figuren.	Nr. 816
II. Bauliche Ausgestaltung von Bahn und Fahrzeug, Betrieb und Verkehr. Mit 22 Figuren	Nr. 817
Die allgemeinen Grundlagen des Brückenbaues von Dr.-Ing. K. Schaechterle. Mit 59 Abb.	Nr. 687
Gründungen d. Brücken v. Prof. Th. Janssen. Mit 40 Fig.	Nr. 803
Holzbrücken von Dr.-Ing. K. Schaechterle. Mit 217 Abb.	Nr. 964
Eisenbetonbrücken von Dr.-Ing. K. Schaechterle. Mit 106 Figuren	Nr. 627
Eiserne Balkenbrücken von Prof. Dr.-techn. Dr.-Ing. I. Melan. Mit 93 Abb.	Nr. 977
Hydraulik von Prof. Dipl.-Ing. W. Hauber. Mit 45 Fig. . .	Nr. 397
Kreislauf des Wassers und Gewässerkunde von Dr.-Ing. R. Drenkhahn. Mit 46 Abb. u. 16 Zahlentafeln . .	Nr. 960
Wehr- und Stauanlagen von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Paul Böb. Mit 59 Abb. und 5 Berechnungsbeispielen	Nr. 965
Flußbau von Reg.-Baumstr. Otto Rappold. Mit 105 Fig. .	Nr. 597
Kanal- und Schleusenbau von Regierungsbaumeister Otto Rappold. Mit 80 Figuren	Nr. 585
Wasserkraftanlagen von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Th. Rümelin.	
I. Beschreibung. Mit 58 Figuren	Nr. 665
II. Gewinnung der Wasserkraft. Mit 35 Figuren	Nr. 666
III. Bau und Betrieb. Mit 58 Figuren	Nr. 667
Meliorationen v. Baurat Otto Fauser. 2 Bde. Mit 103 Fig.	Nr. 691, 692
See- und Hafenbau von Reg.-Baum. a. D. Franz Franzius und Marinebaurat K. Bökemann. Mit 100 Abb.	Nr. 962
Wasserversorgung der Ortschaften von Prof. Dr.-Ing. Robert Weyrauch. Mit 79 Figuren	Nr. 5
Entwässerung und Reinigung der Gebäude von Dipl.-Ing. Wilhelm Schwaab. Mit 92 Figuren	Nr. 822
Gas- und Wasserversorgung der Gebäude von Dipl.- Ing. Wilhelm Schwaab. Mit 119 Figuren	Nr. 412

Weitere Bände sind in Vorbereitung

Sammlung Göschchen

Eiserne Balkenbrücken

von

Dr. techn. h. c., Dr. Ing. e. h. J. Melan
ehem. Professor an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag

Mit 93 Abbildungen

Nr. 152.



Berlin und Leipzig
Walter de Gruyter & Co.

vormals G. J. Göschchen'sche Verlagshandlung · J. Guttentag, Verlags-
buchhandlung · Georg Reimer · Karl J. Trübner · Veit & Comp.

1928



~~796~~

I- 301350

Alle Rechte, insbesondere das Übersetzungsrecht,
von der Verlagshandlung vorbehalten.

Akc. Nr. _____

~~2528~~ | 51

Druck von C. G. Röder G. m. b. H., Leipzig. 922727

BPK-10-563/2016

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Literatur	4
I. Der Baustoff der eisernen Brücken	5
II. Die Methoden der Dimensionenbestimmung der eisernen Brücken. Zulässige Inanspruch- nahmen	12
III. Die Systeme der eisernen Balkenbrücken	21
A. Balkenbrücken mit Vollwandträgern	24
B. Balkenbrücken mit Fachwerkträgern	31
C. Rahmenträger oder Vierendeelträger	54
IV. Die bauliche Ausbildung der Fachwerksträger	56
A. Die Dimensionierung und Querschnittsgestaltung der Fachwerkstäbe	56
B. Die Verbindung in den Knotenpunkten	65
V. Die Fahrbahn der eisernen Brücken	71
A. Die Fahrbahn der Straßenbrücken	73
B. Die Fahrbahn der Eisenbahnbrücken	81
C. Das Trägergerippe der Fahrbahn	83
VI. Der Quer- und Windverband	90
VII. Die Auflager und Gelenke der Balkenträger	96
Register	106



Literatur.

- Häseler, Der Brückenbau, 1. Teil. Braunschweig 1893 bis 1909.
- Bernhard, Eiserne Brücken. Berlin 1911.
- Schaper, Eiserne Brücken. 5. Aufl. Berlin 1922.
- Mehrtens, Vorles. II. Teil, Eisenbrückenbau. 1.—3. Bd. Leipzig 1923.
- Melan, Der Brückenbau, 3. Bd. 3. Aufl. Leipzig und Wien 1927.



I. Der Baustoff der eisernen Brücken.

Der Bau der eisernen Brücken reicht in seinen Anfängen auf etwa anderthalb Jahrhunderte zurück. Die ersten eisernen Bogen- und Balkenbrücken waren aus Gußeisen ausgeführt und hatten in der im Jahre 1778 erbauten gußeisernen Bogenbrücke zu Coalbrookdale in England ihren Vorläufer. Gußeiserne Balkenbrücken, teilweise in Verbindung mit Schweißeisen, sind dann besonders in den ersten Eisenbahnen (etwa bis 1840) mit Stützweiten bis zu 20 m zahlreich ausgeführt worden. Später wurde bei dem Auftreten der Fachwerksträger das Gußeisen zu den Druckgurten und Druckstreben verwendet, und es wurden solche Systeme ausgebildet, welche auf einer weitgehenden Anwendung des Gußeisens beruhten und einen bequemen Zusammenbau gestatteten (eiserne Howe-Träger, Schifkornbrücken). Heute spielt aber das Gußeisen als Baustoff für eiserne Brücken keine Rolle mehr, und dazu haben die ungünstigen Erfahrungen beigetragen, die bei Brücken mit diesem spröden, gegen dynamische Einwirkungen wenig widerstandsfähigen Baustoffe gemacht worden sind¹⁾.

Der Bau der eisernen Brücken und speziell der eisernen Balkenbrücken von größerer Spannweite konnte erst mit dem Aufblühen der Eisenerzeugung und mit der Aus-

¹⁾ 1868 Einsturz einer Schifkornbrücke über den Pruth bei Czernowitz. Einsturz der Brücke über den Firth of Tay infolge Bruches der gußeisernen Röhrenpfeiler.

bildung des Walzverfahrens zur Entwicklung kommen. Den Baustoff bildete bis vor drei bis vier Dezennien ausschließlich das durch den Puddelprozeß gewonnene Schweiß Eisen mit $3300\text{--}3800\text{ kg/cm}^2$ Zerreißfestigkeit und $15\text{--}20\%$ Bruchdehnung.

Infolge der geänderten Produktionsverhältnisse und der Fortschritte in der Eisenerzeugung ist aber die Verwendung des Schweiß Eisens im Bauwesen zu Ende des vorigen Jahrhunderts immer mehr und mehr zurückgegangen und auch im Bau der eisernen Brücken durch das Fluß Eisen gänzlich verdrängt worden. Die letzten großen Schweiß Eisenbrücken wurden in Deutschland 1892 bis 1894 über den Nordostseekanal bei Grünental und Levensau erbaut.

Beim Übergange von Schweiß Eisen zum Fluß Eisen wurde anfänglich das im Flammofen hergestellte Martinflu Eisen als Brückenbaustoff vor dem in der Birne erblasenen Thomaseisen bevorzugt. Versuche, die in Österreich in den Jahren 1889/90 mit genieteten Fachwerkträgern aus Martin- und Thomasflu Eisen durchgeführt wurden, fielen für den letzteren Baustoff weniger günstig aus und waren die Ursache, daß in Österreich durch die Brückenverordnung vom Jahre 1892 zunächst nur das weiche basische Martinflu Eisen als für den Bau eiserner Brücken als zulässig erklärt wurde. Erst durch eine spätere, im Jahre 1897 durchgeführte Versuchsreihe wurde das abfällige Urteil über das Thomaseisen dahin abgeändert, daß bei gleich guter Anarbeitung beide Baustoffe, Martin- und Thomaseisen, innerhalb der Festigkeitsgrenzen von 3500 bis 4300 kg/cm^2 als gleichwertig zu betrachten sind. Die neueren Brückenverordnungen machten daher hinsichtlich der Art des zu verwendenden Fluß Eisens keine Einschränkung und verlangten nur, daß die Festigkeiten für Martineisen in den Grenzen zwischen 3600 und 4500 kg/cm^2 , für

Thomaseisen zwischen 3600 und 4300 kg/cm² bleiben, und daß das Produkt aus Zerreißfestigkeit in t/cm² und prozentueller Längendehnung beim Bruche in der Walzrichtung mindestens 100 (für Nieten mindestens 110), senkrecht dazu mindestens 90 beträgt.

In Deutschland wurde durch die Versuche von Mehrrens und Kintzl die Überlegenheit des Flußeisens gegenüber dem Schweißeisen und die Gleichwertigkeit des Thomas- und Martineisens nachgewiesen. Bei dem Neubau der großen Eisenbahnbrücken in Dirschau und Marienburg (1889—1891) wurde aber neben Schweißeisen zunächst nur Martinflueisen verwendet, wogegen die dritte große Brücke, die Weichselbrcke bei Fordon, bereits ganz aus Flußeisen, und zwar zum groeren Teile aus Thomaseisen, gebaut wurde (1891—1893).

In neuerer Zeit hat man die unterschiedliche Bezeichnung „Eisen“ und „Stahl“ aufgelassen und nennt „Stahl“ alles ohne Nachbehandlung schmiedbare Eisen, und zwar heißt alles flüssig gewonnene Material „Flußstahl“. Die deutsche Normung unterscheidet Flußstahl von Normalgüte (St. N.) und Stahl von Sondergte. Ersterer entspricht dem bisher als Flußeisen bezeichneten normalen Eisenbaustoffe. Es werden dafür nachstehende Wertziffern festgesetzt.

Bezeichnung	Zerreißfestigkeit kg/cm ²	Dehnung in % auf Meßlänge 100 mm 200 mm			
		bei Probestdicken in mm von			
		5—7	7—8	8—28	
Normalgüte	3700—4500	18	22	25	20
Sondergte (Nieteisen) .	3400—4200	22	26	30	25
Sondergte	4200—5000	18	22	24	20
Sondergte	4400—5200	18	22	24	20

Die Verwendung eines Stahles von höherer Festigkeit als Normalgüte, die wegen der durch die höhere zulässige Inanspruchnahme zu erzielenden Gewichtsersparnis namentlich für weit gespannte Brückentragwerke erwünscht wäre, hat bisher unter dem Umstande gelitten, daß der gewöhnliche harte Flußstahl mit zunehmender Festigkeit eine verminderte Zähigkeit verbindet, die ihn gegen mechanische Bearbeitung und gegen die Wirkungen bewegter Last empfindlich macht. Die ersten Versuche seiner Anwendung auf Brückenträger kleiner und mittlerer Spannweite, die schon viele Jahre zurückdatieren (mehrere Straßenbrücken und Fahrbahnträger von Eisenbahnbrücken in Holland aus Bessemerstahl 1860—75, ferner Brücken auf österreichischen Lokalbahnen 1880 u. a.) haben nicht befriedigt, doch verwendeten die amerikanischen Ingenieure schon seit langem für die Druckglieder großer Träger einen härteren im Martinofen erzeugten Kohlenstoffstahl mit bis 4900 kg/cm^2 Zerreißfestigkeit und 22% Bruchdehnung und für den Bau der Firth-of-Forth-Brücke in Schottland (1882—90), die unter den derzeit bestehenden Balkenbrücken neben der 1916 vollendeten Quebec-Brücke die größte Spannweite (521 m) besitzt, kam bereits ein im Flammofen hergestellter Flußstahl in Anwendung, der für die Zugstäbe $4700\text{—}5200 \text{ kg/cm}^2$ Zerreißfestigkeit bei 20% Dehnung, für die Druckstäbe 5300 bis 5800 kg/cm^2 Zerreißfestigkeit bei 17% Dehnung nachwies.

Neben dem Kohlenstoff- und Siliziumstahl sind es die sog. legierten Stähle, darunter besonders der Nickelstahl, die für die Frage der Verwendung eines hochwertigen Baustoffes für eiserne Brücken in Betracht kommen.

Nickelstahl wurde zum ersten Male in Amerika, und zwar zum Bau von vier großen Brücken, der Blackwell-Insel-Brücke (1903—1908, Auslegerträger mit Spannweiten bis

zu 326 m), der Manhattan-Brücke in Neuyork (1905—1909, versteifte Kabelbrücke mit 448 m Spannweite), der Quebec-Brücke (1917 vollendet, Auslegerbrücke mit 536 m Spannweite) und der Munizipalbrücke in St. Louis (1911—1912, Balkenträger mit 206 m Spannweite) verwendet. Der Nickelstahl hat hohe Festigkeit, hochgelegene Streckgrenze und dabei genügend hohe Bruchdehnung. Er verträgt die Bearbeitung gut und ist auch gegen Rostangriff widerstandsfähiger als gewöhnlicher Stahl. Der amerikanische Nickelstahl enthält über 3% Nickel, 0,2—0,4% Kohlenstoff, seine Zerreißfestigkeit liegt zwischen 6000 und 7000 kg/cm², die Streckgrenze zwischen 3300 und 3800 kg/cm², die Bruchdehnung (auf 200 mm Länge) 19—25%.

Auch die deutschen Werke, besonders die Gutehoffnungshütte in Oberhausen, haben seit 1908 Nickelstahl auf den Markt gebracht, der bei 2—2,5% Nickelgehalt eine Festigkeit von 5600—6500 kg/cm², Streckgrenze 3500 kg/cm² und 18% Bruchdehnung aufweist. In diesem Baustoffe wurden in den Jahren 1909—1911 von der Firma Krupp und von der Gutehoffnungshütte versuchsweise einige kleinere Brücken ausgeführt. Ein schwächer legierter Stahl (0,8—1,1% Nickel mit Zusätzen von Chrom, 5500—6500 kg/cm² Zerreißfestigkeit, 3500 kg/cm² Streckgrenze und 18% Dehnung) gelangte bei der 1915 vollendeten neuen Straßenbrücke über den Rhein in Köln mit 184 m Spannweite zur Anwendung.

Der Verwendung des Nickelstahls als Baustoff für Brücken steht nur dessen hoher Preis entgegen¹⁾; die heutige Flustahlerzeugung ist daher bestrebt, ein Material zu liefern, daß bei wenig erhöhten Kosten gegenüber Stahl

¹⁾ Nickelstahl (2,5% Ni) steht in Deutschland im Preise ungefähr doppelt so hoch als Kohlenstoffstahl.

von Normalgüte höhere Festigkeit und dabei hinreichende Zähigkeit besitzt, um die Anarbeitung zu genieteten Konstruktionen zu vertragen. Dieses Bestreben setzte schon im ersten Jahrzehnt dieses Jahrhunderts ein, und zu den 1913 erbauten Brücken über den Nordostseekanal zu Hochdonn und Rendsburg konnte bereits ein Siemens-Martin-Stahl verwendet werden, der bei 4400—5100 kg/cm² Zerreißfestigkeit und einer Mindeststreckgrenze von 3000 kg/cm² eine geringste Bruchdehnung von 20% nachwies, und für den die Inanspruchnahme um 20% höher als für Flußeisen zugelassen wurde.

Von den österreichischen Baubehörden wurden 1912 bis 1914 vergleichende Versuche mit Proben aus höher gekohltem Siemens-Martin-Stahl und Nickelstahl von 1,4 bis 2,5 % Nickelgehalt durchgeführt. Verlangt war eine Festigkeit von 5500—6500 kg/cm² und eine Streckgrenze von 3500 kg/cm². Das Produkt aus Festigkeit in t/cm² und Dehnung in Prozent sollte für die Längsproben 110 betragen. Die Versuche sind für beide Stahlsorten ziemlich gleich günstig ausgefallen und haben zu dem Schlusse geführt, daß für sie eine Erhöhung der Inanspruchnahme gegenüber dem normalen Flußeisen um 40% zulässig wäre.

In letzter Zeit wird in Deutschland die Verwendung eines als „St. 48“ bezeichneten hochwertigen Kohlenstoffstahles für Brückenneubauten und andere Ingenieurbauten ernsthaft in Betracht gezogen. Dieser zuerst von der Linke-Hofmann-Lauchhammer-A.-G. produzierte, jetzt auch von anderen deutschen Hüttenwerken aufgenommene Stahl hat bei einer Zugfestigkeit von 4800—5800 kg/cm² eine Mindeststreckgrenze von 3000 kg/cm² und eine Mindestbruchdehnung von 18%. Die zulässige Beanspruchung wird um 25—30% höher als für „St. 37“ angenommen. Der Einheitspreis für Brücken aus „St. 48“ stellt sich derzeit um

durchschnittlich 35 M. pro Tonne höher als für Stahl „St. 37“, d. i. bei einem Preis von 430—450 M. pro Tonne für die Brücken aus „St. 37“ um rund 8%¹⁾.

Aus diesem neuen Baustahl sind in Deutschland in den beiden letzten Jahren bereits eine größere Zahl von Brücken erbaut worden. Zu den bedeutendsten gehören: die zweigleisige Elbebrücke bei Hämerten, 800 m lang mit einer Öffnung von 106 m, die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Hochfeld mit Stromöffnungen von 126 m und 189 m, die viergleisige Vorderelbebrücke bei Hamburg, die Havelbrücke bei Rathenow, die neue Neckarstraßenbrücke in Mannheim u. a.

Auch in Österreich wurde in allerletzter Zeit eine Brücke aus einem hochwertigen Stahle ausgeführt, der noch höhere Festigkeitseigenschaften aufweist als „St. 48“. Es ist die Grazer Schönaubrücke, ein Zweigelenkbogen von 61 m Stützweite. Das verwendete Material ist ein im Siemens-Martin-Ofen hergestellter Stahl, dessen höhere Qualität durch Variation des Zusatzes von Silizium, Mangan und Kohlenstoff erreicht wurde. Seine Zerreiβfestigkeit liegt zwischen 55 und 65 kg/cm², seine Bruchdehnung bei Längsproben zwischen 22 und 19%. Diesem Stahl entspricht in seinen Qualitätsziffern auch das neueste als „Si-Stahl“ bezeichnete Erzeugnis der deutschen Hüttenwerke. Es ist dies ein von der Berliner A.-G. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, vorm. J. C. Freund & Co. im Boßhardt-Ofen, einer Art verbesserten Siemens-Martin-Ofen hergestellter Stahl von geringerem Kohlenstoff- und höherem Siliziumgehalt (0,7—1,5%). Mit diesem Stahl im Materialprüfungsamte Lichterfelde und an der Technischen Hoch-

¹⁾ Dr.-Ing. Kommerell, Ein Jahr hochwertiger Baustahl „St. 48“. Berlin, J. Springer 1925. — Erfahrungen mit hochwertigem Baustahl St. 48; Die Bau-technik 1926, H. 46.

schule in Dresden durchgeführte Versuche haben eine Zugfestigkeit von 4800—5800 kg/cm², eine Streckgrenze von 3600 kg/cm² bei einer Mindestdehnung von 22% ergeben. Er ist sonach dem Stahl „St. 48“ beträchtlich überlegen und es wird für ihn eine um 50% höhere Inanspruchnahme als für „St. 37“ in Aussicht genommen.

Die deutsche Reichsbahn hat bereits mehrere Brücken aus Siliziumstahl in Auftrag gegeben. Der Einheitspreis ist durchschnittlich um 50 M. pro Tonne höher als für Brücken aus „St. 37“. Infolge der Gewichtsverminderung wird aber gegenüber „St. 37“ und auch gegen „St. 48“ eine Kostenersparnis erzielt.

Sollte es gelingen, diesen Stahl auch im Großbetriebe im Thomas- oder Siemens-Martin-Verfahren in der gleichen Qualität zu erzeugen, so wäre in ihm wohl der Baustoff der Zukunft für alle unsere Eisenbauten zu erblicken.

II. Die Methoden der Dimensionenbestimmung der eisernen Brücken. Zulässige Inanspruchnahmen.

Bei Festsetzung der zulässigen Beanspruchung und der damit folgenden Querschnittsermittlung der Glieder einer eisernen Brücke können drei verschiedene Verfahren zur Anwendung kommen:

1. Man führt für alle Teile eines Tragwerks die gleiche zulässige Beanspruchung ein, nimmt aber letztere bis zu einer gewissen Grenze mit der Stützweite wachsend an. Damit wird wenigstens grundsätzlich dem Umstande Rechnung getragen, daß die Wirkung der Verkehrslast auf Tragkonstruktionen von kleiner Stützweite ungünstiger ist als

auf solche von größeren Spannweiten, bei welchen die größere Masse die dynamischen Einwirkungen der bewegten Last besser aufzunehmen imstande ist. Bezeichnet S_g die in einem Tragwerksgliede auftretende Kraft infolge der ständigen Last (Eigengewicht), S_p jene infolge der Verkehrsbelastung, so bestimmt sich hiernach der Querschnitt dieses Teiles aus

$$F = \frac{S_g + S_p}{s}, \quad (1)$$

worin $s = a + b \cdot l$ die je nach der Stützweite l des Tragwerks anzunehmende zulässige Beanspruchung ist. Dieses Dimensionierungsverfahren findet in der Praxis am häufigsten Anwendung und liegt dasselbe auch den Brückenberechnungsvorschriften verschiedener Länder, so jenen in Österreich, sowie den früheren Vorschriften der preußischen und reichsländischen Eisenbahnen zugrunde.

Die zulässige Beanspruchung s (für Flußeisen bzw. Stahl von Normalgüte) wird hierbei für Eisenbahnbrücken mit $820 + 3l$ höchstens 1100 kg/cm^2 , für Straßenbrücken mit $870 + 3l$ höchstens 1150 kg/cm^2 angenommen. Bei Hinzurechnung des Winddruckes und der sonstigen Zusatzkräfte kann die Inanspruchnahme bis auf 1200 bzw. 1350 kg/cm^2 erhöht werden.

2. Nach einem anderen Dimensionierungsverfahren, das eine Zeitlang namentlich in Deutschland sehr verbreitet war, wird die zulässige Beanspruchung eines Konstruktionsteils von seinem Spannungswechsel abhängig gemacht und als ein Bruchteil der Wöhlerschen Arbeitsfestigkeit angenommen. Für letztere wird zumeist die Launhardt Weyrauchsche Formel in Anwendung gebracht. Man ist aber jetzt von diesem Dimensionierungsverfahren ziemlich abgekommen und beschränkt es nur auf Konstruktions-

teile, die abwechselnd auf Zug und Druck beansprucht werden, das sind sie sog. Wechselstäbe. Sind S_{\min} und S_{\max} die Absolutwerte der in einem solchen Konstruktionsteil auftretenden Grenzkkräfte und bezeichnet s_0 die zulässige Inanspruchnahme für nur auf Zug beanspruchte Teile, so ist für die Wechselstäbe zu setzen

$$s = s_0 \left(1 - \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right). \quad (2)$$

3. Eine dritte Methode der Dimensionierung beruht auf der Einführung einer sog. Stoßzahl $\mu > 1$, mit der die Verkehrslast vervielfacht in Rechnung gebracht wird, so daß sich der Querschnitt eines Zugstabes bestimmt aus

$$F = \frac{S_g + \mu S_p}{s}. \quad (3)$$

Hier kann dann s mit einer höheren Ziffer als nach dem Berechnungsvorgange (1) angesetzt werden. Durch die Stoßzahl soll das Verhältnis zwischen der dynamischen und statischen Einwirkung der Verkehrslasten eine Berücksichtigung finden. Da aber dieses Verhältnis auf theoretischem Wege nicht zu ermitteln ist und methodische Messungen an Brücken verschiedener Systeme und Spannweiten erst in neuerer Zeit in größerem Umfange angestellt worden sind, so ist man bisher mehr oder weniger auf Schätzungen angewiesen und es sind deshalb auch die Annahmen über die Größe dieser Stoßzahl abweichend. Ursprünglich bei den ersten Anwendungen dieses Berechnungsverfahrens durch Gerber, Winkler u. a. wurde die Stoßzahl für alle Spannweiten und alle Teile eines Tragwerks in der gleichen Größe angenommen. Spätere Betrachtungen führten aber dazu, seine Abhängigkeit von

verschiedenen Faktoren, von dem Verhältnis der ständigen zur Verkehrslast, also namentlich von der Stützweite l des Tragwerks oder richtiger von der für den betreffenden Konstruktionsteil in Frage kommenden Belastungslänge l' zu erkennen. Es entstand so die vom Verfasser aufgestellte Formel für die Stoßziffer

$$\mu = 1,2 + \frac{8}{l' + 10}. \quad (4)$$

Für s wird dabei in Formel (3) etwa 0,5—0,6 der Streckgrenze (für Flußeisen oder „St. 37“ $s = 1300 \text{ kg/cm}^2$) angenommen.

In den letzten Jahren sind verschiedenenorts umfangreiche Versuche über die Stoßwirkung bewegter Lasten auf Eisenbahnbrücken durchgeführt worden. Hervorzuheben sind die Versuchsmessungen der American Railway Engineering Assoc., der indischen Eisenbahnbrückenkommission an indischen, des englischen Verkehrsministeriums an englischen Eisenbahnbrücken und die Messungen an den Brücken der deutschen Reichsbahnen. Sie haben zur Aufstellung von Formeln für die Stoßzahl geführt, die ähnlich der obigen Formel (4) gebaut sind und von denen jene der deutschen Reichsbahnen auch in die neuen Berechnungsvorschriften für die eisernen Eisenbahnbrücken in Deutschland aufgenommen worden sind.

Diese „neuen Vorschriften für Eisenbauwerke“ (1922) enthalten nachfolgende Bestimmungen:

Die von den senkrechten Teilkräften der Eisenbahnverkehrslast hervorgerufenen Momente, Querkräfte und Stabkräfte, sind mit einer, von der Stützweite und Fahrbahnausbildung abhängigen Stoßzahl μ zu multiplizieren, für welche die nachstehenden Formeln gelten:

16 Die Methoden der Dimensionenbestimmung eiserner Brücken.

wenn die Stützweite $l < 50$ m

a) bei Brücken mit unmittelbar auf Trägern liegenden Schienen $\mu = 1,20 + \frac{17}{l + 20}$,

b) bei Brücken mit Schwellen auf den Haupt- oder Längsträgern $\mu = 1,19 + \frac{21}{l + 46}$,

e) bei Brücken mit durchgehender Schotterbettung $\mu = 1,11 + \frac{56}{l + 144}$,

$l > 50$ m $\mu = 1,19 + \frac{21}{l + 46}$.

Diese Formeln geben die nachstehenden Stoßzahlen

Spannweite l m	Fahr- bahn a	Fahr- bahn b	Fahr- bahn c	Spann- weite l m	Fahr- bahn a, b, c
1	1,79	1,64	1,50	60	1,39
2	1,77	1,63	1,49	70	1,37
3	1,75	1,62	1,49	80	1,36
4	1,73	1,61	1,49	90	1,35
5	1,71	1,60	1,49	100	1,34
6	1,70	1,59	1,48	110	1,33
7	1,69	1,59	1,48	120	1,32
8	1,67	1,58	1,48	130	1,31
9	1,66	1,57	1,48	140	1,30
10	1,65	1,57	1,47	≡ 150	1,30
20	1,55	1,51	1,45		
30	1,49	1,47	1,43		
40	1,45	1,43	1,41		
50	1,42	1,41	1,40		

Es gelten dann als Grenzen der zulässigen Zug- und Biegungsspannungen s:

für Flußeisen (St.37) mit 2400 kg/cm ² Streckgrenze	Bei Berücksichtigung der Hauptkräfte (ständige Last, Verkehrslast, Flieh- kraft, Wärmeschwankung) 1400 kg/cm ²	Bei Berücksichtigung aller Kräfte (einschl. Wind-, Brems- und Anfahrkräfte, Seiten- stöße usw.) 1600 kg/cm ²
für Flußstahl mit der Streckgrenze σ	$1400 \cdot \frac{\sigma}{2400}$ kg/cm ²	$1600 \cdot \frac{\sigma}{2400}$ kg/cm ²

4. Bei der Dimensionierung der Druckstäbe kommt die Knickung in Frage. Die Knicklast eines geraden Stabes ist nach der Eulerformel durch

$$P = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} = \frac{\pi^2 EF}{\lambda^2}$$

bestimmt, worin E den Elastizitätsmodul, $J = Fi^2$ das kleinste Querschnittsträgheitsmoment, l die sog. freie Knicklänge und $\lambda = \frac{l}{i}$ das Schlankheitsverhältnis bezeichnet. Bei drehbar gelagerten Enden ist $l =$ der Stablänge, bei vollkommener Einspannung ist $l =$ der halben Stablänge. Die Formel gilt aber nur für den elastischen Bereich der Spannungen, d. i. solange die Knickspannung

$$\sigma_k = \frac{P}{F} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (5)$$

die Elastizitätsgrenze σ_g nicht überschreitet, sonach für $\lambda > \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_g}}$. Für Flußeisen mit $E = 2150000$ und $\sigma_g = 1900$ ist dementsprechend die Anwendbarkeit der Eulerformel auf Stäbe mit $\lambda > 106$ beschränkt. Für Stäbe mit kleinerem Schlankheitsverhältnis stehen auf Grund von Versuchen aufgestellte empirische Formeln in Gebrauch, und zwar wird zumeist die, eine lineare Abhängigkeit von σ_k und λ annehmende Tetmayersche Formel angewendet. Hiernach wird gesetzt:

$$\left. \begin{array}{l} \text{für } \lambda < 106 \quad \sigma_k = 3100 - 11,4 \lambda, \\ \text{für } \lambda > 106 \quad \sigma_k = \frac{21\,220\,000}{\lambda^2}. \end{array} \right\} \quad (6)$$

Wird für die Druckstäbe gegen Knickung der gleiche Sicherheitsgrad gewählt wie für die Zugstäbe gegen Zer-

reißen, und ist s die zulässige Zugbeanspruchung, σ die Zerreißfestigkeit, so wird die zulässige Beanspruchung auf Knickung

$$s_k = \frac{s}{\sigma} \sigma_k = \frac{\sigma_k}{\sigma} s = \eta \cdot s, \quad (7)$$

und es bezeichnet $\eta = \frac{\sigma_k}{\sigma}$ den Bruchteil der Beanspruchung s , die für die Druckstäbe zulässig ist. Dieser sog. Abminderungskoeffizient ergibt sich für Flußeisen mit $\sigma = 3800$

$$\left. \begin{array}{l} \text{für } \lambda < 106 \quad \eta = 0,816 - 0,003 \lambda, \\ \text{für } \lambda > 106 \quad \eta = \frac{5584}{\lambda^2}. \end{array} \right\} \quad (8)$$

Diese Berechnungsregeln stehen in Österreich und den Nachfolgestaaten, in der Schweiz u. a. in Anwendung.

In Deutschland wird jetzt durch die neuen „Vorschriften der Deutschen Reichsbahnen für Eisenbauwerke“ ein etwas anderer Berechnungsvorgang festgesetzt.

Als Knickspannung wird angenommen:

	für Flußeisen „St. 37“
	Quetschgrenze 2400
bei $\lambda \leq 60$	$\sigma_k = 2400,$
bei $\lambda = 60-100$	$\sigma_k = 2817 - 6,95 \lambda,$
bei $\lambda > 100$ nach Euler	$\sigma_k = \frac{21\,220\,000}{\lambda^2}.$

Die zulässige Beanspruchung s_k der Druckstäbe durch die unter Einführung einer Stoßzahl berechneten Hauptkräfte soll ein Bruchteil der Knickspannung sein. Der

Sicherheitsgrad $n = \frac{\sigma_k}{s_k}$ wird aber nicht, wie bei der Be-

rechnungswise nach den österreichischen Vorschriften, konstant und gleich jenem der Zugstäbe angenommen, sondern für Stäbe mit $\lambda \leq 60$ mit $n = 2$, für Stäbe mit $\lambda \geq 100$ mit $n = 4$; für dazwischen liegende Stäbe ist geradlinig zu interpolieren. Der Querschnitt eines Druckstabes mit der Druckkraft S ergibt sich hiernach aus

$$F = \frac{\omega S}{s}, \quad (9)$$

worin $\omega = \frac{n s}{\sigma_k}$ die sogenannte Knickzahl bezeichnet, die aus der nachstehenden Tabelle zu entnehmen ist. s ist die mit Einführung der Stoßziffer zulässige Beanspruchung (für Flußeisen $s = 1400$).

Knickzahl ω für „St 37“
 $s = 1400$

λ	ω	$\frac{\Delta \omega}{\Delta \lambda}$	λ	ω	$\frac{\Delta \omega}{\Delta \lambda}$
0—60	1,17	0,033	130	4,46	0,071
70	1,50	0,036	140	5,17	0,077
80	1,86	0,038	150	5,94	0,082
90	2,24	0,040	160	6,76	0,087
100	2,64	0,055	170	7,63	0,092
110	3,19	0,061	180	8,55	0,102
120	3,80	0,066	190	9,53	

Für Druckstäbe aus Baustahl „St. 48“ oder aus „Si-Stahl“ gelten nach den vorläufigen Vorschriften der Deutschen Reichsbahnen die auf S. 20 stehenden Knickzahlen.

Geteilte Druckstäbe, gegliederte oder Rahmenstäbe (Abb. 1), welche keinen geschlossenen Querschnitt haben, sondern aus Einzelstäben bestehen, die durch Querbleche oder Gitterwerk verbunden sind, haben, wie die Erfahrung lehrt, bei gleicher Fläche und gleichem Trägheitsmoment

Knickzahl ω für „St 48“ $s = 1820$			Knickzahl ω für „Si-Stahl“ $s = 2100$		
λ	ω	$\frac{\Delta \omega}{\Delta \lambda}$	λ	ω	$\frac{\Delta \omega}{\Delta \lambda}$
0	1,00		0	1,00	
10	1,01	0,001	10	1,01	0,001
20	1,03	0,002	20	1,03	0,002
30	1,07	0,004	30	1,07	0,004
40	1,13	0,006	40	1,13	0,006
50	1,21	0,008	50	1,22	0,009
60	1,32	0,011	60	1,35	0,013
70	1,47	0,015	70	1,54	0,019
80	1,77	0,030	80	1,85	0,031
90	2,23	0,046	90	2,39	0,054
100	3,07	0,084	100	3,55	0,116
110	3,73	0,066	110	4,29	0,074
120	4,44	0,071	120	5,11	0,082
130	5,17	0,073	130	6,00	0,089
140	5,97	0,080	140	6,95	0,095
150	6,92	0,095	150	7,98	0,103

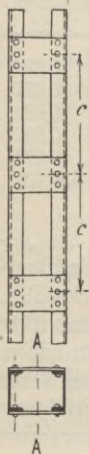


Abb. 1.

des Querschnitts eine geringere Knickfestigkeit als Vollstäbe.

Ist für den Gesamtstab der auf die sog. freie Achse AA bezogene Trägheitshalbmesser i , seine Knicklänge l , die dem Verhältnis $\frac{l}{i}$ entsprechende Abminderungszahl η , für den Einzelstab der auf die zu AA parallele Achse bezogene Trägheitshalbmesser i_1 , der Abstand der Querverbindungen c , die dem Verhältnis $\frac{c}{i_1}$ entsprechende Abminderungszahl η_1 , so lautet eine in Gebrauch stehende Formel für die zulässige Knickspannung des Rahmenstabes

$$s_k = 1,266 \eta \eta_1 s. \quad (10)$$

Die Querverbindungen (Querbleche oder Vergitterung) sind bei dem Querschnitt F (cm^2) des Druckstabes für den Knickzustand für eine größte Querkraft $Q(t) = \frac{F}{28}$ zu berechnen, wobei ihre Beanspruchung unter der Streckgrenze bleiben soll.

III. Die Systeme der eisernen Balkenbrücken.

Von den drei Hauptgruppen, nach denen man die Tragwerke unterscheidet, den Balken-, Bogen- und Hängeträgern sind die Balkentragwerke dadurch gekennzeichnet, daß bei ihnen der Druck in allen Stützpunkten oder in allen Stützen mit Ausnahme einer bei jeder Belastung eine bestimmte unveränderliche Richtung hat. Dies wird dadurch bewirkt, daß die Auflager auf festen Bahnen verschieblich

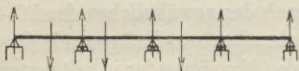


Abb. 2.

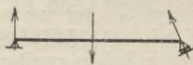


Abb. 3.

sind, so daß die Auflagerdrücke in diesen Stützpunkten, wenn keine Reibungswiderstände in Betracht kommen, stets normal zu den Verschiebungsbahnen gerichtet sind. Bei wagerecht verschieblichen Auflagern und lotrechter Belastung sind sonach sämtliche Stützenkräfte lotrecht (Abb. 2), und es wirken auf den Träger nur Querkräfte und Biegemomente, keine Längskräfte. Für die praktische Anwendung spielt nur der wagerecht gelagerte Balken eine Rolle; Brücken mit schief gelagerten Balkenträgern (Abb. 3) sind nur ganz vereinzelt ausgeführt worden.

Die Brückenhauptträger überspannen als auf zwei Stützen gelagerte Balken bloß eine Öffnung (Abb. 4), oder sie sind über mehrere Öffnungen durchgehende kontinuierliche Träger (Abb. 5). Bei letzteren sind die Stützendrücke nicht mehr bloß aus den statischen Gleichgewichtsbedingungen abzuleiten, die Träger sind hinsichtlich der äußeren Kräfte statisch unbestimmt und erfordern

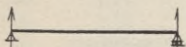


Abb. 4.



Abb. 5.

die Berücksichtigung ihrer elastischen Formänderungen. Man kann aber durch Einschaltung von Gelenken den durchgehenden Balken statisch bestimmt machen, und zwar sind so viele Gelenke erforderlich, als Zwischenstützen

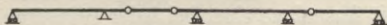


Abb. 6 a.

vorhanden sind. Es entsteht dadurch der kontinuierliche Gelenkträger (Abb. 6 a, b) nach der gewöhnlichen Ausführung als Auslegerträger oder Gerber-Träger mit Gelenken in jedem zweiten Felde (Abb. 6 a) oder in seltenerer

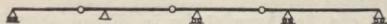
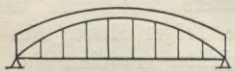


Abb. 6 b.

Anwendung auch nach der Anordnung (Abb. 6 b) mit einem Gelenk in jedem Felde mit Ausnahme eines Feldes.

Eine Brücke mit mehreren Öffnungen kann entweder in jeder Öffnung unabhängige Überbauten erhalten oder über mehrere Öffnungen durchgehende Tragwerke. Durch letztere erzielt man gegenüber Einzelträgern im allgemeinen eine Gewichtersparnis, da die Feldmomente durch die Gegenwirkung der Seitenfelder vermindert werden. Neben

der Gewichtsersparnis bieten die durchgehenden Träger den Vorteil, daß sie auf den Zwischenpfeilern nur mit je einem Lager zentrisch gelagert werden können, daher gegenüber Einzeltragwerken an Zahl der Lager ersparen lassen und die einseitigen Pfeilerbelastungen vermeiden. Endlich kann als ein weiterer Vorteil der durchgehenden Balkentragwerke in Betracht kommen, daß es möglich ist, ihre Aufstellung mit teilweiser oder gänzlicher Vermeidung eines festen Baugerüstes durchzuführen. Man kann nämlich entweder die Methode der sog. Freimontage, d. i. des auskragenden Vorbaues des Mittelfeldes von den auf Gerüsten aufgestellten Seitenfeldern aus, anwenden oder den



[Abb. 7.

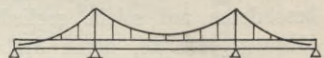


Abb. 8.

am Lande in der Verlängerung der Brückenachse zusammengebauten Überbau über die Pfeiler hinaus verschieben. Letzterer in einer früheren Epoche bei kontinuierlichen Balkenbrücken häufig durchgeführte Montierungsverfahren wird wegen der damit verbundenen Fährlichkeit und der Überanstrengung des Tragwerks heute nicht mehr gern angewendet. Dagegen findet der freie Vorbau nicht nur bei kontinuierlichen Trägern, sondern auch bei Auslegerträgern häufige Anwendung; bei letzteren tritt dann während des Vorbaues an Stelle der Gelenke eine zeitweilige feste Verbindung.

Nach der oben gegebenen Erklärung wären auch die Bogen mit Zugband (Abb. 7) und die Hängeträger mit in sich aufgehobenem Horizontalzug (Abb. 8) hinsichtlich der äußeren Kräfte als Balkenträger aufzufassen, da sie so wie diese gelagert sind und ihre Stützen nur lotrecht be-

lasten. In Hinsicht auf die inneren Kräfte und auf die bauliche Durchbildung zählen wir aber diese Systeme besser zu den Bogen-, bzw. Hängeträgern und werden sie daher in dem vorliegenden Bändchen nicht behandeln.

In der Konstruktion der Träger sind zwei Ausführungsarten zu unterscheiden, nämlich vollwandige Träger und gegliederte oder Fachwerksträger. Zu den ersteren gehören die gegossenen und gewalzten Träger und die durch Nietung zusammengesetzten Blechträger. Die Träger der zweiten Art bestehen aus einzelnen, an ihren Enden miteinander verbundenen, in einer Ebene angeordneten, stabförmigen Teilen. Man nennt sie Fachwerks- oder Gitterträger und wendet die letztere Bezeichnung im besonderen auf solche gegliederte Träger älterer Ausführungsweise an, deren Stäbe dichter gruppiert sind, sich mehrfach kreuzen und dementsprechend verhältnismäßig enge Zwischenräume, Maschen, einschließen, während unter Fachwerk die weitmaschigen gegliederten Systeme verstanden werden.

A. Balkenbrücken mit Vollwandträgern.

Ein Vollwand- oder Blechträger besteht aus dem Stegblech, aus den diesen Steg säumenden Gurtwinkeln und nach Erfordernis aus Horizontalblechen oder Gurtplatten, Kopf- und Fußbleche, welche auf die Schenkel der Winkel genietet werden. Blechträger kommen als Hauptträger für Brücken gewöhnlich nur bis zu etwa 25 m Spannweite, den sog. Blechbrücken, zur Verwendung, außerdem für die Quer- und Längsträger der Fahrbahn, wenn hierfür nicht Walzträger ausreichen.

In der ersten Zeit des Baues schmiedeeiserner Brücken und vor Erfindung der Gitter- und Fachwerkträger sind

Vollwandträger auch mit bedeutend größeren Spannweiten (bis 70 m) zur Ausführung gekommen. Die Träger erhielten dann zellenförmige Obergurte oder kastenförmigen Querschnitt. Mit den um 1840 erbauten Stephenson'schen Röhrenbrücken, bei denen der ganze Brückenüberbau als geschlossene, rechteckige Röhre ausgebildet wurde, sind sogar Spannweiten von 140 m (Britanniabrücke) und 122 m (Conwaybrücke) erreicht worden. Heute werden aber Vollwandträger, die gegenüber Fachwerkträgern allerdings den Vorteil größerer Einfachheit in der Herstellung und demzufolge billigeren Preises der Gewichtseinheit haben und auch durch den geschlossenen Querschnitt für die Erhaltung günstiger sind, in der Regel nur auf Spannweiten von 25—30 m beschränkt, da von dieser Grenze an Fachwerkträger bereits wirtschaftlich vorteilhafter sind. Bis zu dieser Spannweite reichen die normalen Blechtafelbreiten für die Höhe des Stegbleches aus und der Steg kann ohne Längsstoß ausgeführt werden. Ausnahmsweise kommen Blechbalken wohl auch mit größeren Abmessungen zur Ausführung. Beispiele sind die Versteifungsträger der Kölner Rheinbrücke, eine Hängebalkenbrücke mit 184 m Spannweite, und die neue Neckarbrücke in Mannheim. Bei letzterer war die Anwendung vollwandiger Träger durch den Umstand veranlaßt, daß bei beschränkter Bauhöhe eine Brücke mit

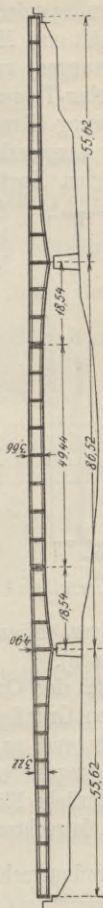


Abb. 9. Neckarbrücke in Mannheim.

obenliegender Fahrbahn gewünscht würde. Die Brücke erhält eine Mittelöffnung von 86,52 m und zwei Seitenöffnungen von je 55,62 m Spannweite. Es gelangen Gerber-Träger (s. oben) mit Gelenken in der Mittelöffnung (Kragarmlänge 18,54 m, Koppelträger 49,44 m) zur Anwendung (Abb. 9). Die Träger haben unten offenen Kastenquerschnitt mit 650 mm weit abstehenden, 16 mm starken Stegblechen; ihre Höhe beträgt im Koppelträger 3,66 m, über den Mittelpfeilern 4,90 m (Abb. 10).

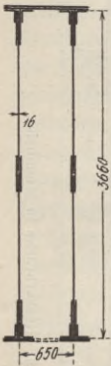


Abb. 10.

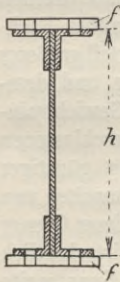


Abb. 11.

Die Blechbalken werden für die gewöhnlichen, kleineren Spannweiten als Parallelträger, d. i. mit durchaus gleicher Höhe ausgeführt. Die Höhe h wird für Hauptträger mit durchschnittlich $\frac{1}{10}$ der Spannweite bei (kontinuierlichen Trägern mit $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$) angenommen; die Stärke des Stegbleches mit $\delta = 8 + 2h$, für stark belastete Träger (Eisenbahnbrücken) mit $\delta = 9 + 3h$ (δ in mm, h in m).

Bei der Querschnittsbemessung nehme man zunächst einen Grundquerschnitt, aus Stegblech und Gurtwinkeln bestehend, an (Abb. 11) und rechne die zur Aufnahme des Biegemomentes in dem untersuchten Querschnitt erforderliche Fläche der Gurtplatten. Ist J_0 das mit Abzug der lotrechten Nieten gerechnete Trägheitsmoment des Grundquerschnittes, $\varphi = \frac{2J_0}{h^2}$ die auf die Winkeleisenränder reduzierte Fläche des Grundquerschnittes, M das äußere

Biegemoment, s die zulässige Beanspruchung, so folgt die nutzbare Gurtplattenfläche aus

$$f = \frac{M}{hs} - \varphi.$$

Bei der Plattendicke p wäre diese Fläche noch um $+\frac{2p}{h}\varphi$ zu verbessern, doch wird diese Korrektur nur bei niedrigen Trägern und starken Gurtplatten notwendig.

Trägt man die Werte $\frac{M}{hs}$ (cm²) als Ordinaten in den einzelnen Trägerpunkten auf (bei gleichbleibender Höhe h kann dafür die Linie der

Größtmomente gesetzt werden¹⁾) und zieht hiervon die reduzierte Fläche des Grundquerschnitts ab, so bestimmen die restlichen Ordinaten die notwendigen

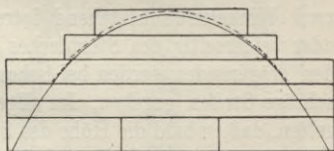


Abb. 12.

Gurtplattenflächen. Man kann diese nach Annahme der

Plattenstärke p um $\frac{2p}{h}\varphi$ verbessern und teilt dann die Gurtbleche so aus, daß sie die Fläche $\frac{M}{hs}$ vollständig über-

decken (Abb. 12). Die Enden der Platten sind noch um etwa eine Nietreihe über die Schnittpunkte zu verlängern. Dadurch erhält man die sog. Materialverteilung des Blechträgers, aus der die einzelnen, ihn zusammensetzenden Stücke mit ihrer Bezeichnung und ihrer genauen Länge zu entnehmen sind.

¹⁾ Ist die Momentenlinie nach dem Maßstabe $1 \text{ kgcm} = a \text{ cm}$ aufgetragen, so ist der Flächenmaßstab $1 \text{ cm}^2 = hsa \text{ cm}$, worin h in cm, s in kg/cm^2 .

größer als die sechzigfache Blechstärke, so werden wenigstens in den Endfeldern noch Zwischensteifen notwendig.

Abb. 13 und 14 zeigen den Längs- und Querschnitt einer Eisenbahn-Blechbrücke von 16 m Stützweite mit oberliegender Fahrbahn. Die Trägerhöhe von 1,75 m ist durch geradlinige Abbiegung des Untergurtes über den Auflagern

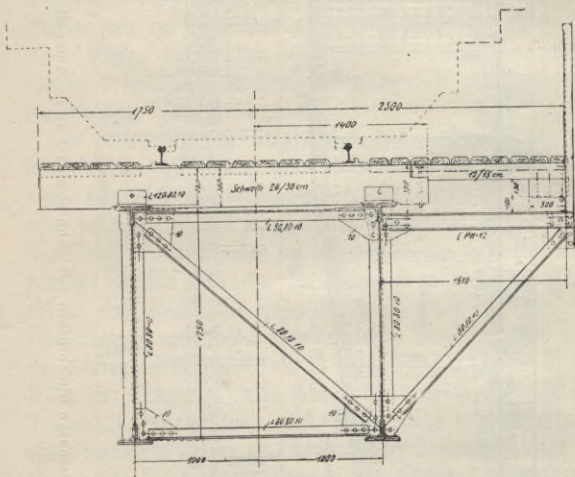


Abb. 14. Querschnitt.

auf 1,30 m verringert. Mit der Deckung des Stegblechstoßes durch beiderseitige, über die ganze Trägerhöhe reichende Laschenbleche ist auch ein Stoß in den Winkeln und Gurtplatten verbunden, so daß hier ein durchgehender oder sog. Montagestoß entsteht und der Träger in zwei Stücken in der Werkstatt fertig genietet werden kann. Untereinander sind die Träger durch in 2 m Abstand liegende Querrahmen verbunden, mit denen die außen an-

geschlossenen, den Fußweg tragenden Konsolen korrespondieren. Der Windverband liegt an den Obergurten und besteht aus einem einfachen Strebenzug.

B. Balkenbrücken mit Fachwerkträgern.

Die Träger der ersten eisernen Gitterbrücken hatten ihr Vorbild in den amerikanischen hölzernen Lattenträgern, die Town anfangs der dreißiger Jahre des vorigen Jahrhunderts einfuhrte. Die Wandung der Träger wurde durch ein engmaschiges Gitterwerk aus unter 45° geneigten Flacheisenstäben gebildet. Überdies mußten aber, so wie bei den Blechträgern, Vertikalsteifen in entsprechend nahen Abständen angebracht werden, um die Wand gegen Ausknicken zu sichern. Die erste größere Brücke dieser Art wurde 1845 in einer irländischen Eisenbahnlinie über den Royalkanal mit 42,7 m Spannweite gebaut, es folgten aber dann bald in Deutschland die großen Brücken bei Dirschau (mit 131 m), Marienburg, Köln u. a. Von diesen schmiedeeisernen Gitterbrücken bestehen aber jetzt nur mehr sehr wenige. Die kleineren wurden im Laufe der Zeit durch Blechträgerbrücken, die größeren durch moderne Fachwerksbrücken ersetzt.

Den Flacheisengitterbrücken folgten noch mehrere Entwicklungsstufen im Bau der eisernen Brücken, bevor diese zu ihrer heutigen Ausbildung gelangten. Zunächst wurde das Gitterwerk aus steifen Profilstäben, wozu \perp -, \perp - und andere Formeisen verwendet wurden, gebildet. Die stärkeren Querschnitte der Stäbe erlaubten es, die Maschen des Gitterwerks zu vergrößern, und näherte man sich derart mehr und mehr der Bildung von Fachwerkträgern. Es sind jedoch auch schon frühzeitig neben den genieteten Gitterträgern eigentliche fachwerksartige Konstruktionen entstanden, denen aber in der baulichen Durchbildung noch

bedenkliche Mängel anhafteten. Dies gilt sowohl von dem im Jahre 1845 von dem belgischen Ingenieur Neville aufgestellten System, wie auch von den nach ihrem österreichischen Erfinder benannten Schifkorn-Brücken, welchen heute nur ein geschichtliches Interesse zukommt. Die ersten besser ausgebildeten Fachwerksträger treten um die Mitte des vorigen Jahrhunderts als System Warren in England und Amerika auf. Ihre Ausfachung bestand bereits in einem einfachen Dreieckssystem mit in den Knotenpunkten durch Gelenkbolzen verbundenen Stäben, doch wurde anfänglich zu den Druckgurten und Druckstreben noch Gußeisen verwendet.

Ein Fachwerksträger besteht aus den Gurtungen, die seine obere und untere Begrenzung bilden (Ober- und Untergurt) und aus den Ausfachungs- oder Gitterstäben, die die Kraftübertragung von einem Gurt zum anderen vermitteln. Die Verbindung der Stäbe in den Knotenpunkten nehmen wir für die Berechnung der Fachwerke als gelenkig an, so daß unter dieser Annahme in den Stäben nur axiale Kräfte, Zug- und Druckkräfte auftreten. Wir führen aber unsere Fachwerke mit fester Vernietung in den Knotenpunkten aus, nur die amerikanische Bauweise wendet gelenkige Bolzenverbindungen an. Die festen Verbindungen verursachen Biegungsspannungen in den Stäben, die als Nebenspannungen zu den achsialen Haupt- oder Grundspannungen hinzutreten, für gewöhnlich aber durch die Rechnung nicht näher bestimmt, sondern in der Wahl der Inanspruchnahme berücksichtigt werden.

In der Anordnung der Ausfachung unterscheidet man das symmetrische oder Strebenfachwerk, bei dem beide Stablagen gegen die Lotrechte unter dem gleichen Winkel geneigt sind (Abb. 15) und das unsymmetrische oder Ständerfachwerk, bei dem eine Stablage lotrecht ist

(Abb. 16). Die einfachen, einteiligen oder Dreiecksausfachungen enthalten nur einen zusammenhängenden Strebenzug, wogegen die mehrfachen oder mehrteiligen Ausfachungen durch Zusammenlegung mehrerer einfacher Systeme entstehen (Abb. 17). Man zieht jetzt die einfachen

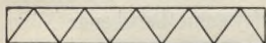


Abb. 15.

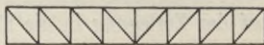
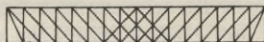


Abb. 16.

Ausfachungssysteme vor und führt nur noch selten zweiteilige Streben- oder Ständerausfachungen aus.

Die einfachen Fachwerke sind statisch bestimmt, die Stabkräfte lassen sich, wenn die angreifenden Kräfte bekannt sind, aus den statischen



Gleichgewichtsbedingungen eindeutig ermitteln. Mehrteilige Fachwerke sind im allgemeinen statisch unbestimmt, sie enthalten mehr Stäbe, als zur Unverschieblichkeit des Systems erforderlich sind, und diese beeinflussen sich gegenseitig durch ihre elastischen Formände-



Abb. 17.

rungen. In der Anordnung des Dietz-Trägers (Abb. 18) ist das zweiteilige Strebenfachwerk statisch bestimmt.



Abb. 18.

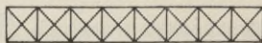


Abb. 19.

Bei den mehrteiligen Systemen ist jedes Teilsystem vornehmlich nur durch die in seinen Knotenpunkten wirkenden Lasten beansprucht. Eine über den Träger rollende Last bewirkt daher eine wiederholte Be- und Entlastung der

Ausfachungsstäbe, was zu Schwingungsspannungen Anlaß gibt. Außerdem treten in den Gurtungen höhere Nebenspannungen auf. Günstiger verhält sich in dieser Hinsicht der Träger mit Doppelfachwerk (Abb. 19), d. i. mit zweiteiligem Strebenfachwerk und Vertikalstäben, der allerdings hochgradig statisch unbestimmt ist und bei dem die auf der Zerlegung in die Einzelsysteme beruhende Nähe-

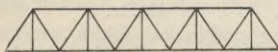


Abb. 20.

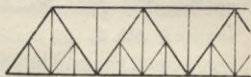


Abb. 21.

rungsberechnung, die bei den mehrteiligen Systemen zulässig ist, sehr ungenaue Spannungswerte liefern kann.

Bei großer Trägerhöhe geben die einfachen Systeme große Knotenweiten, da es für den Baustoffaufwand in der Ausfachung nicht zweckmäßig ist, die geneigten Stäbe des Strebenfachwerks viel steiler als unter $30\text{--}40^\circ$, jene des Ständerfachwerks steiler als unter 45° zu legen. Um jedoch die Fahrbahnkonstruktion nicht zu schwer zu erhalten,

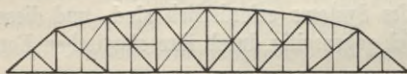


Abb. 22.

geht man mit dem Querträgerabstand für gewöhnlich nicht über $5\text{--}6$ m und schaltet sonach bei größerer Knotenweite Zwischenquerträger ein, die mittels Hilfsstäben an die Hauptknoten des Fachwerks angehängt oder auf sie gestützt werden. Es entstehen so Träger mit Hilfsvertikalen oder mit sekundärer Ausfachung (Abb. 20—22), bei denen allerdings wieder mit einer gewissen Erhöhung der Nebenspannungen in den Gurten zu rechnen ist. Man zieht aber

jetzt diese Anordnung den Trägern mit mehrteiliger Ausfachung vor. Die bis zum Obergurt durchreichenden Vertikalstäbe erhöhen dessen Widerstand gegen Knickung.

Enger gestellte Knotenpunkte lassen sich bei statischer Bestimmtheit auch durch Anwendung der K-Ausfachung erzielen (Abb. 23), doch wird dieses Ausfachungssystem des nach Haeseler benannten Trägers weniger für Hauptträger, dagegen häufig für die Windverstrebrungen verwendet.



Abb. 23.

In der Nähe der Trägerenden oder der Mittelstützen eines Balkenträgers werden die Ausfachungsstäbe nur in einem Sinne, nämlich die gegen die Feldmitte zu fallenden Stäbe auf Zug, die steigenden auf Druck beansprucht. Die Zugstäbe könnten schlaff, d. i. aus Blechen, Breit- oder Flacheisen, die Druckstäbe müssen knicksteif ausgeführt werden. In den mittleren Fächern des Trägers werden aber die Stäbe sowohl auf Zug wie auf Druck beansprucht. Anstatt aber diese Stäbe steif auszubilden, hat man es früher beim Ständerfachwerk vorgezogen, schlaffe Gegen-



Abb. 24.

diagonalen zu geben (Abb. 24), die dann in Spannung kommen, wenn die Hauptdiagonalen durch den eintretenden Druck spannungslos werden. Die Schwierigkeit richtiger Montierung, dadurch herbeigeführtes Überspannen oder Schlaffwerden und Schwingen dieser schwachen Gegen-diagonalen haben veranlaßt, daß man jetzt von ihrer Anordnung ganz abgekommen ist und dafür das einfache Fachwerk in den Fächern mit Spannungswechsel mit steifen Stäben ausführt. Aber auch für die reinen Zugstäbe, die

man früher immer nur aus Flacheisen oder Breiteisen herstellte, zieht man jetzt bei unseren genieteten Konstruktionen die steife Ausbildung vor, da hierdurch der richtige Zusammenbau des Fachwerks erleichtert wird.

Nach der Linienführung der Gurte unterscheidet man Träger mit geraden, parallelen Gurtungen, Parallelträger und Träger, bei denen ein Gurt oder auch beide Gurte gekrümmt oder vielmehr vieleckig sind, Vieleckträger oder krummgurtige Träger. Parallelträger haben den Vorteil der einfacheren Herstellung, wogegen sich durch krummgurtige Träger im allgemeinen eine Gewichtsersparnis erzielen läßt, wenn ihre Form mehr oder weniger der Linie der größten Biegemomente angepaßt wird. Es

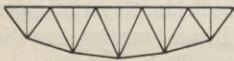


Abb. 25.

ergibt sich dadurch in der ganzen Trägerlänge eine mehr gleichförmige Gurtkraft und das Volumen der Ausfachungsstäbe wird vermindert. Gewöhnlich wird nun ein Gurt gekrümmt, der andere, und zwar der, an dem die Fahrbahn gelegen ist, gerade ausgeführt. Bei obenliegender Bahn mit geradem Obergurt entstehen dann sog. Fischbauchträger (Abb. 25). Es können aber auch beide Gurtungen gekrümmt sein, wodurch entweder Sichel- oder Linsenträger entstehen.

Bevor aber auf besondere Trägerformen näher eingegangen wird, sollen

Die Methoden der Berechnung des statisch bestimmten ebenen Fachwerks kurz behandelt werden.

Unter Annahme gelenkiger Knotenpunkte stehen zur Berechnung der Stabkräfte eines Fachwerks zwei Verfahren zur Verfügung, die entweder analytisch oder graphisch durchgeführt werden können.

1. Die Knotenpunktmethode geht vom Gleichgewichte der an den Knoten angreifenden Kräfte aus. Bei k Knotenpunkten ergeben sich $2k$ Gleichgewichtsgleichungen, von denen aber drei nicht unabhängig sind, sondern wegen des äußeren Gleichgewichtes erfüllt sein müssen. Es können sonach $2k - 3$ Stabkräfte berechnet werden und das Fachwerk ist statisch bestimmt, wenn es nicht mehr Stäbe enthält. Graphisch führte diese Methode zum Cremona-Plane. Diese ist zweckwäbig dann anzuwenden, wenn für einen und denselben Belastungszustand sämtliche Spannungen zu bestimmen sind, wie dies bei den Spannungen infolge des Eigengewichts der Fall ist.

2. Die Schnittmethode beruht darauf, daß man durch einen Schnitt einen Fachwerksteil abgetrennt denkt und die in den durchschnittenen Stäben wirkenden Stabkräfte mit den äußeren Kräften des abgetrennten Fachwerksteiles ins Gleichgewicht setzt. Da sich für das ebene Kräftesystem drei Gleichgewichtsgleichungen aufstellen lassen, so können daraus die Stabkräfte bestimmt werden, falls nicht mehr als drei Stäbe mit unbekanntem Spannungen vom Schnitte getroffen werden. Die Ermittlung der Stabkräfte kann wieder rechnerisch oder graphisch erfolgen.

Mit den aus Abb. 26 ersichtlichen Bezeichnungen erhält man für die Gurtkräfte

$$O = - \frac{M_u}{h_u} \sec \sigma_o,$$

$$U = + \frac{M_o}{h_o} \sec \sigma_u$$

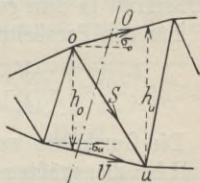


Abb. 26.

und für die Kraft in dem die Knotenpunkte o und u verbindenden Ausfachungsstabe

$$S = \left(\frac{M_u}{h_u} - \frac{M_o}{h_o} \right) \operatorname{cosec} \beta$$

oder

$$S = \left[Q - \frac{M_u}{h_u} \operatorname{tg} \sigma_o - \frac{M_o}{h_o} \operatorname{tg} \sigma_u \right] \sec \beta.$$

Es bezeichnet darin M_o und M_u das Moment der auf den abgetrennten Trägerteil wirkenden äußeren Kräfte bezogen auf die dem betreffenden Gurtstabe gegenüber oder dem Wandstabe anliegenden Knotenpunkte und Q die lotrechte Querkraft in dem geführten Schnitte.

Für den Parallelträger ist

$$O = -\frac{M_u}{h_u}, \quad U = \frac{M_o}{h_o}, \quad S = Q \sec \beta.$$

Die Gurtkräfte werden für jene Belastung am größten, welche die größten Knotenpunktmomente hervorruft; letztere können graphisch oder durch Rechnung bestimmt werden. Beim Parallelträger sind ebenso auch die Stabkräfte der Ausfachung unmittelbar durch die Größtwerte der Querkräfte gegeben. Bei allgemeiner Trägerform sind dagegen die Wandstabkräfte nicht in so einfacher Weise bestimmt und es ist die ungünstigste Belastungsweise in der Fachweite des Wandstabes nicht mit jener für die größte Querkraft übereinstimmend. Man bestimmt dann die von der Verkehrslast hervorgerufenen größten Wandstabkräfte am besten aus den Einflußlinien.

Die Gurtstabkräfte des Parallelträgers sind unmittelbar den Momenten, die Wandstabkräfte unmittelbar den Querkräften proportional. Die stärksten Gurtstäbe liegen sonach bei einem Träger einer Einzelspannweite in der Trägermitte, die stärksten Ausfachungsstäbe an den

Trägerenden. In einer mittleren Strecke, wo die beiden Grenzwerte der Querkraft entgegengesetztes Vorzeichen haben, werden die Ausfachungsstäbe abwechselnd auf Zug und Druck beansprucht. Bei einem durchgehenden Träger treten über den Zwischenstützen negative Momente auf, die Gurtkräfte tauschen hier ihr Vorzeichen, der Obergurt erhält Zug, der Untergurt Druck. Im angrenzenden Teile ergeben sich, wenn daselbst kein Gelenk liegt, Wechselstäbe.

Von den besonderen Formen des einfeldrigen Trägers sind hervorzuheben:

Der Parabelträger (Abb. 27). Die Knotenpunkte des gekrümmten Gurtes liegen auf einer Parabel. Für gleichmäßige Vollbelastung, die als Momentenlinie ebenfalls eine



Abb. 27.

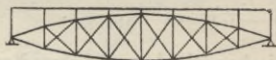


Abb. 28.

Parabel liefert, wird die Spannung des geraden Gurtes, die sich aus $M : h$ rechnet, konstant. Auch der gekrümmte Gurt ändert seine Spannung nur wenig, sie nimmt gegen die Trägerenden etwas zu. Die Gurte können sonach mit gleich oder nahezu gleichbleibendem Querschnitt ausgeführt werden. Bei einer Ständerausfachung werden die Schrägstäbe durch die totale gleichmäßige Belastung gar nicht, sonach durch die ungünstigsten einseitigen Belastungen ebenso stark auf Zug wie auf Druck beansprucht. Diese Höchstspannung der Schrägstäbe ist ihrer Länge proportional, nimmt daher von den mittleren gegen die Endfäche ab. Sämtliche Stäbe der Ausfachung sind drucksteif auszubilden; bei älteren Ausführungen finden wir aber durchwegs Gegendiagonalen.

Der Paulische Träger (Abb. 28) ist ein Linsenträger, dessen Form so bestimmt wurde, daß beide Gurtungen

eine durchaus konstante Spannung erhalten. Die Form weicht nur sehr wenig von der Parabel ab. Die nach dem bayerischen Baudirektor v. Pauli benannten Träger sind besonders in Bayern zur Anwendung gekommen; das bedeutendste Beispiel ist die Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz mit zwei eingleisigen Überbauten von 105 m Stützweite. Die älteren Paulischen Träger zeigen gewisse bauliche Ausbildungen — Untergurt als sog. Bandgurt aus wagrecht übereinander liegenden Blechen, Ausfachung aus gekreuzten Flachstäben und lotrechten Pfosten —, welche später keine Nachahmung mehr gefunden haben.

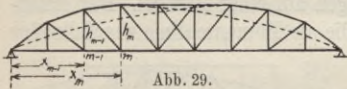


Abb. 29.

Der Schwedler-Träger (Abb. 29) wurde von dem preu-

bischen Oberbaurat Schwedler zum ersten Male 1863 bei der Weserbrücke zu Corvey angewandt. Er besitzt eine solche Gurtform, daß in den rechtsfallenden Streben der linken Trägerhälfte bei Rechtsbelastung Zug auftritt, dagegen bei Linksbelastung ihre Spannung gerade Null wird; dies gilt dann in symmetrischer Übertragung auch für die rechte Trägerhälfte. Es ist sonach für die Schrägstäbe der Ständerfachwerke die obere Grenzspannung S_{\max} Zug (+), die untere Grenzspannung $S_{\min} = 0$, wogegen beim Parallelträger in den äußeren Fächern sowohl S_{\max} wie S_{\min} positiv, beim Parallelträger durchweg $S_{\max} = -S_{\min}$ ist. Bei stetig und gleichmäßig verteilter Verkehrslast liegen bei geradem Untergurt die Knotenpunkte des Obergurtes auf zwei symmetrisch gelegenen Hyperbeln, die in ihren höchsten Punkten durch einen wagrechten Gurt verbunden werden. Die Länge dieses mittleren parallelgurtigen Teiles entspricht der Wechselstrecke der Querkraft; er ist mit steifen Zugstreben oder, wie früher üblich, mit

Gegendiagonalen auszubilden. Die schlaffen Zugstäbe in den Endfächern, wie sie alle älteren Schwedler-Brücken zeigen, können aber leicht Gefahren für den Betrieb zur Folge haben, da schon eine geringe Erhöhung der Verkehrslast in ihnen Druckspannungen und ein gefährliches Ausknicken oder wenigstens starke Überanstrengungen in den steifen Knoten hervorrufen würde. Man gebe daher Schwedler-Trägern durchweg steife Schrägstäbe.

Ist g das gleichförmig verteilte Eigengewicht und bezeichnet man die auf die Knotenpunkte $m-1$ und m bezogenen Größtmomente der linksseitig in der Strecke $o-m$ aufgebrachten Verkehrslasten mit M und M' , so bestimmen sich die Höhen des Schwedler-Trägers aus

$$\frac{h_{m-1}}{h_m} = \frac{g x_{m-1}(l - x_{m-1}) + 2M}{g x_m(l - x_m) + 2M'}$$

Häufiger als die Träger mit an den Auflagern zusammengeführten Gurtungen werden solche Formen ausgeführt, bei denen die Gurtungen an senkrechte oder schräge Endständer anschließen. Bezüglich der Linienführung der gekrümmten Gurte hat sich jetzt die Anschauung Bahn gebrochen, daß ihrem Einfluß auf das Volumen und Gewicht des Trägers keine allzu große Bedeutung beizumessen ist. Wichtiger erscheint die Einhaltung gewisser Verhältnisse der Trägerhöhen, die Rücksichtnahme auf Arbeitsvereinfachung in den Werkstätten und beim Bau und die Anstrengung einer entsprechenden schönheitlichen Wirkung in der äußeren Formgebung des Trägers. Krummgurtige Träger ergeben im allgemeinen gegenüber Parallelträgern eine gewisse Gewichtsparsnis, da die Gurte bei in der Mitte gleicher Trägerhöhe zwar etwas mehr, die Ausfachungsstäbe aber weniger Volumen brauchen; doch sind die Arbeitskosten bei den krummgurtigen Trägern etwas

höher. Bei großen, aber auch bei mittleren Spannweiten findet der Halbparabelträger oder abgestumpfte Parabelträger (Abb. 30) häufige Anwendung. Er hat einen geraden und einen eckig nach einer Parabel geformten Gurt, der an senkrechte oder schräge Endständer anschließt. Die Höhe der Endständer wird, wenn möglich, so groß gewählt, daß der obere Querverband zwischen den Hauptträgern unter Freihaltung der geforderten Durchfahrtshöhe bis ans Trägerende geführt werden kann. Halbparabelträger gelangten schon bei den ersten großen Balkenfachwerksbrücken (1868 bei der Lekbrücke zu Kuilenburg mit 150 m Spannweite) und seither bei vielen Brücken mit Spannweiten über 100 m zur Anwendung. Von den in den

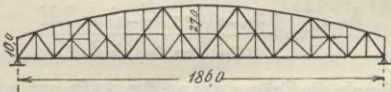


Abb. 30. Eisenbahnbrücke bei Ruhrort.

letzten Jahrzehnten in Deutschland ausgeführten großen Brücken sind hervorzuheben die Weichselbrücken zu Fordon und Münsterwalde, die Elbebrücke zu Lauenburg, die Havelbrücke bei Caputh, die Eisenbahnbrücken über den Rhein bei Roppenheim, über die Weichsel bei Marienwerder, über den Rhein bei Ruhrort u. a. Zahlreich sind auch die Anwendungen dieser Trägerform, meist in Verbindung mit schrägen Endständern, bei amerikanischen Brücken. Als Krümmungslinie wird gern die Parabel gewählt, die bei flachem Pfeil eine nahezu gleichmäßige Krümmung gibt, doch kann davon ohne wesentlichen Einfluß auf das Trägervolumen auch abgewichen und durch Verstärkung der Krümmung gegen die Trägerenden dem Gurt eine mehr elliptische Form gegeben werden oder es kann das Streben nach Arbeitsvereinfachung dazu veranlassen,

den Gurt über mehrere Knotenweiten gerade zu führen, wodurch bei bloß einmaliger Brechung des Gurtes der abgestumpfte Trapezträger entsteht. Auch abgestumpfte Linsenträger (Abb. 31) sind zur Ausführung gekommen, so bei den Eisenbahnbrücken über die Memel ben Tilsit und über die Weichsel bei Dirschau.

Die Trägerhöhe beeinflusst das Trägervolumen insofern, als mit einer Vergrößerung der Höhe das Volumen der Gurte isch vermindert, dagegen jedoch jenes der Ausfachungsstäbe in einem gewissen Grade zunimmt. Höhere Träger erfordern auch stärkere Querverbände. Es stellt sich so nach eine praktisch günstigste Höhe heraus, für die das Gesamtvolumen

den Kleinstwert ergibt. Diese liegt für einfeldrige Parallelträger etwa bei $h = \frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{8}$ der Stütz-

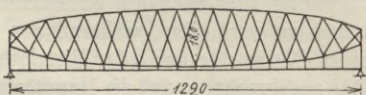


Abb. 31. Weichselbrücke bei Dirschau.

weite l , für krummgurtige Träger bei $h = \frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{7} l$. Bei den älteren Brücken finden wir die Trägerhöhe selten größer als $h = \frac{1}{9}$ bis $\frac{1}{10} l$, was aber für unsere heutigen weitmaschigen Fachwerke wohl als zu klein zu bezeichnen ist.

Kontinuierliche Fachwerkträger ohne Gelenke finden jetzt eine viel weniger häufige Anwendung als früher zur Zeit der Schweißisenbrücken. Man hat sie seinerzeit ausschließlich als Parallelträger, vielfach mit engmaschigem Gitterwerk oder mehrteiligem Ständerfachwerk, ausgeführt. Bei nicht zu sehr verschiedenen Feldweiten treten die größten Momente über den Zwischenstützen auf, und hier ergeben sich beim Parallelträger die stärksten Gurtstäbe. Der Obergurt erhält Zug, der Untergurt Druck. Jetzt zieht man es bei Ausführung durchgehender Träger vor, die Trägerform durch Vergrößerung der Träger-

höhe über den Zwischenstützen mehr dem Verlauf der Maximalmomentenlinien anzupassen, wodurch daselbst die Gurte und auch die neben den Mittelstützen gelegenen Ausfachungsstäbe schwächer gehalten werden können.

Bei der Brücke der Abb. 32 wurden, um die Auflagerdrücke der ständigen Belastung über den Endauflagern zu vergrößern und dadurch die Verankerung zu ersparen,

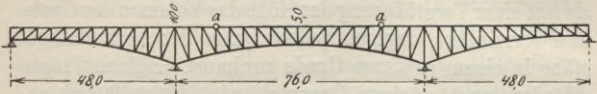


Abb. 32. Eisenbahnbrücke über den Schwarzwassertobel, Schweiz.

gleichzeitig aber auch um unbestimmbare Montagespannungen zu vermeiden, während der Aufstellung in den beiden Obergurtknoten *a* der Mittelöffnung zeitweilige Gelenke angebracht, so daß die Hauptträger für die bleibende Last als statisch bestimmte Gelenkträger gerechnet werden konnten. Nach Vollendung der Brücke sind die Gelenke und die ihnen gegenüberliegenden Untergurtstäbe fest ge-

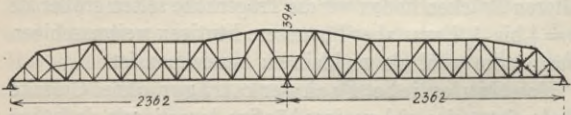


Abb. 33. Eisenbahnbrücke bei Sciottoville, N.-A.

nietet worden, und demnach wirken für die Verkehrslast die Träger als gelenklos durchgehend.

Das neueste und größte Beispiel einer kontinuierlichen Balkenfachwerksbrücke ist die 1916 nach den Entwürfen Lindenthals erbaute zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Ohio bei Sciottoville (Abb. 33). Sie hat zwei Felder von je 236,2 m Stützweite. Die Höhe der Träger, die in der Feldmitte 27 m beträgt, ist über dem Mittelpfeiler durch gerad-

liniges Ansteigen der Obergurtung auf 39,37 m vergrößert. Die Träger sind abweichend von der sonstigen amerikanischen Bauweise nicht mit Bolzengelenkknoten, sondern mit fester Nietverbindung ausgeführt.

Heute kommen kontinuierliche Balkenbrücken in nach Zahl und Spannweite weit beschränkterem Maße als früher zur Ausführung. Man macht gegen sie die Nachteile der statischen Unbestimmtheit geltend, die sich besonders darin äußern, daß ein Nachgeben der Stützpunkte (Pfeiler- oder Widerlagersenkungen) erhebliche Spannungsänderungen zur Folge haben kann. Eine Senkung eines Zwischenpfeilers bewirkt eine Verminderung des Momentes über der Stütze und eine Erhöhung der Feldmomente. Senkt sich bei einem Träger mit 2 Feldern von der Spannweite l die Mittelstütze um δ , so beträgt bei dem mittleren Querschnittsträgheitsmoment J des Trägers und dem Elastitätskoeffizienten E die Verminderung des Stütz-

momentes $\Delta M = \frac{3EJ\delta}{l^2}$. Ähnliche Wirkungen hat eine un-

gleiche Erwärmung der Gurte, die sich herausstellt, wenn der Obergurt von der Sonne bestrahlt wird, während der Untergurt durch die Fahrbahn gedeckt und beschattet ist. Der Träger sucht sich dann von den Zwischenstützen abzuheben. Kontinuierliche Träger sollen nur dort angewendet werden, wo man bei sicher gegründeten Pfeilern auf eine unveränderliche Höhenlage der Stützpunkte rechnen kann.

Die kontinuierlichen Balken mit Gelenken, Gerberträger oder Auslegerträger sind von diesen Unsicherheiten frei und werden daher jetzt für durchgehende Tragwerke mit Vorliebe angewendet. Sie setzen sich aus Kragträgern und dazwischen gelagerten Schweb- oder Koppelträgern zusammen. Erstere überragen die von ihnen überspannte Öffnung mit Kragarmen, auf deren Enden die

Koppelträger frei aufgelagert sind. Das Tragwerk einer jeden Öffnung wird nur von seinen beiden Nachbaröffnungen beeinflußt; die Zahl der Öffnungen ist dabei unbegrenzt.

Meist beschränkt sich die Anordnung auf die Überbrückung dreier Öffnungen. Die Gelenke können hier entweder

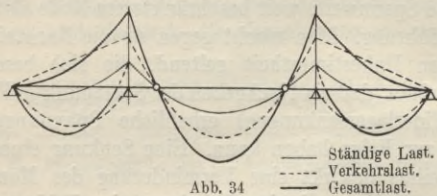


Abb. 34

in die Mittelöffnung oder je eines in jedes der Seitenfelder gelegt werden. Jeder Kragträger ist auf ein festes und ein bewegliches Auflager zu stellen, und auch jeder Koppelträger hat ein festes und ein längsverschiebliches Gelenk oder Auflager zu erhalten. Werden aber alle Gelenke unverschieblich ausgeführt, so darf von den Auflagern sämt-

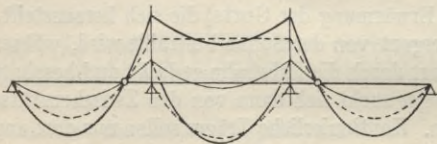


Abb 35.

licher Kragträger nur eines fest sein, alle übrigen müssen dann verschieblich gemacht werden.

Der Verlauf der Momentenlinien für einen dreifeldrigen Träger wird durch die Abb. 34 und 35 dargestellt. In den Kragarmen und über den Zwischenstützen treten negative Momente auf, die um so größer werden, je länger die Kragarme sind. Man nähert sich einer gleichbleibenden Gurt-

spannung und damit dem kleinsten Baustoffaufwande, wenn die Trägerhöhe mit dem Maximalmomente veränderlich angenommen, also die Trägerform dem Umrisse der Momentenfigur angepaßt wird.

Man baut daher die Auslagerträger entweder als Parallelträger (Abb. 36 und 37) oder gibt ihnen durchweg oder in einzelnen Feldern eine krummlinige Begrenzung. Je größer die Kragarmlänge im Verhältnis zur Stützweite des Schwebeträgers gewählt wird, desto größer ist auch der Unterschied der Trägerhöhen über den Zwischenstützen und in der Feldmitte anzunehmen. Mit der Krümmung des Obergurtes verbindet man bei weit ausladenden Kragarmen auch gern eine bogenförmige Sprengung des Untergurtes (Abb. 38). Bei der Firth-of-Forth-Brücke (Abb. 39) haben die Kragträger eine Stützweite von bloß 82,3 m bzw. 47,2 m und strecken Arme von 205,7 m Länge aus, so daß mit dem zwischen ihnen eingehängten Schwebeträger Brückenöffnungen von 518 m Weite gebildet werden. Der Obergurt der Kragarme ist gerade, der Untergurt bogenförmig gekrümmt, über den Pfeilern sind die Träger 104,5 m hoch. Bei der Quebec-Brücke (Abb. 40) überspannen die Kragträger die 157 m weiten Seitenöffnungen; die in die 548 m weite Mittelöffnung ragenden Kragarme sind 177 m lang. In schönheitlicher Beziehung ist die Trägerform durch die gerade Führung der Gurte wenig befriedigend. Die beiden Brücken sind derzeit die weitest gespannten Balkenbrücken.

Bei Brücken mit unten liegender Fahrbahn wird aber der Untergurt meist gerade ausgeführt und nur der Obergurt an den Pfeilern in die Höhe gezogen. Die Schwebeträger werden mit parallelen Gurten oder bei größeren Spannweiten auch als Halbparabelträger ausgeführt (Abb. 41). Die Eckenbildung im Anschluß an die Kragarme ist dabei allerdings unschön; bei der Ruhrort-Hom-

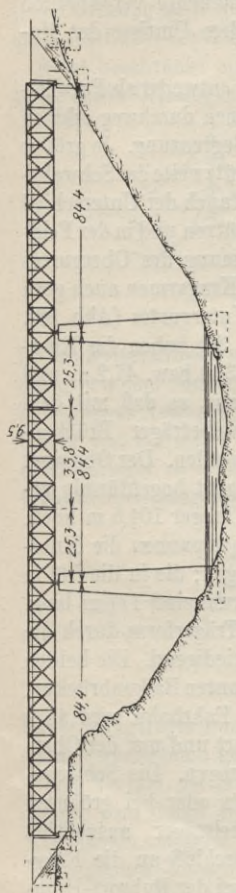


Abb. 36. Eisenbahnbrücke über die Moldau bei Cervena.

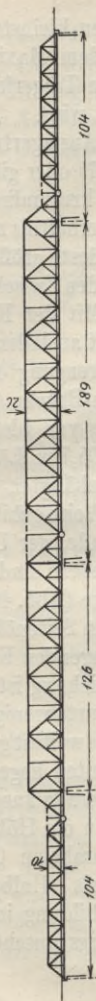


Abb. 37. Rheinbrücke bei Hochfelden.

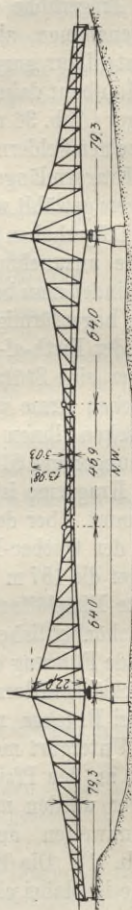


Abb. 38. Zollamtbrücke in Budapest.

128
 $\frac{41}{115}$

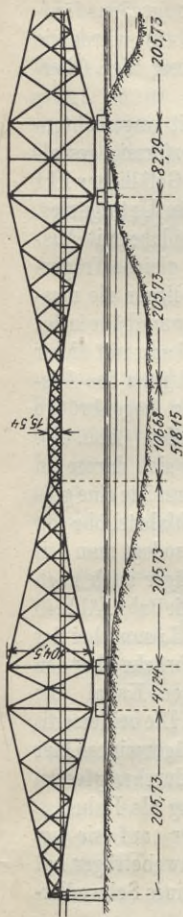


Abb. 39. Brücke über den Firth of Forth.

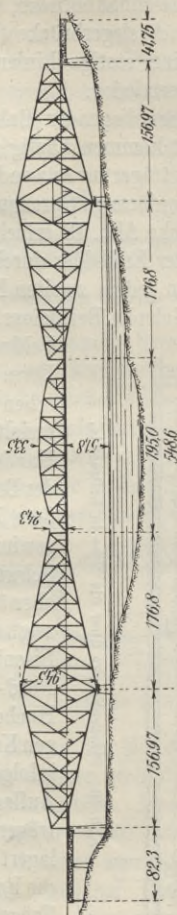


Abb. 40. Brücke über den St. Lorenzstrom in Quebec.

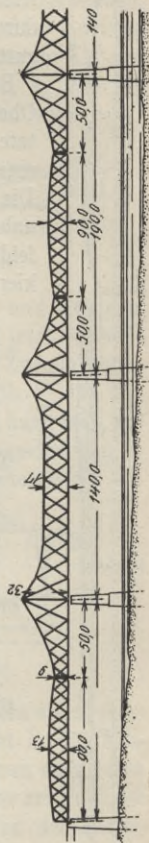


Abb. 41. Eisenbahnbrücke über die Donau bei Cernawoda.

berger Eisenbahnbrücke, einer großen fünf-feldrigen Auslegerbrücke (Abb. 42), wurde sie durch eine stetige Linienführung des Obergurtes vermieden.

Bei oben liegender Bahn mit wagerechtem Obergurt kommen häufig trapezförmig gestaltete Kragträger zur Anwendung. Gefälliger wirkt eine bogenförmige Sprengung des Untergurtes. Die Brücke Abb. 43 erhielt 8 solche mit Ausnahme der Endfelder durchweg gleiche Trägerfelder; in jedem zweiten Felde liegen die mas-kierten Gelenke. Bei kleiner Tragwandhöhe in der

Feldmitte kann mit dieser Form auch ganz das Aussehen einer Bogenbrücke erzielt werden (Abb. 44). Handelt es sich darum, in der Brückenmitte eine größere Durchfahrtshöhe zu gewinnen, so legt man den Schwebeträger auch nach oben über die Bahn. Abb. 45 zeigt diese Lösung bei der Eisenbahnbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal bei Hochdonn. Die beiderseitigen Kragträger wirken hier infolge der durchweg festen Auflagerung als Rahmen-träger, der auf sie ge-lagerte Schwebeträger hat die Form eines Schwedler-Trägers.

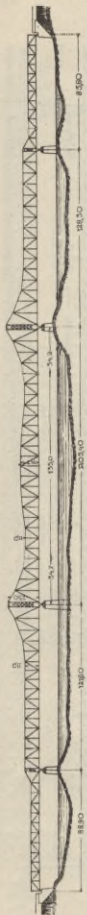


Abb. 42.

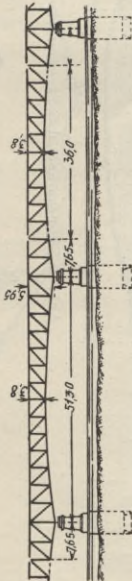


Abb. 43. Straßenbrücke über die Elbe in Leitmeritz.

Eine Betonung der Gelenke in der äußeren Trägerform, welche die Umrißlinien unterbricht, wird besser vermieden. Werden die Gelenke in die Knotenpunkte einer Gurtung gelegt, so ist der gegenüberliegende Gurtstab als ein sog. blinder Stab nicht fest anzuschließen, so daß die Gelenkwirkung durch ihn nicht aufgehoben wird.



Abb. 44. Brücke über die Seine in Passy.

Für die Ausfachung kommen Streben- und Ständer-systeme zur Anwendung. Man bevorzugt jetzt einfache Systeme und schließt bei großer Fachweite Zwischenquer-träger durch sekundäre Ausfachung an (Abb. 37, 42, 45). Bei großer Verschiedenheit der Trägerhöhen kann man, um nicht zu große Unterschiede in den Strebenneigungen zu erhalten, veranlaßt sein, verschiedene Knotenweiten an-

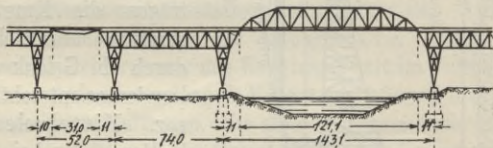


Abb. 45. Eisenbahnbrücke in Hochdonn.

zuordnen (Abb. 38). Bei an den Mittelpfeilern stark überhöhten Trägerformen ergeben sich daselbst in der Ausfachung sehr lange Schrägstäbe. Diese lassen sich durch Anbringung eines Mittelgurtes vermeiden, der am Ende des Kragarmes an den Obergurt anschließt, an der Mittelstütze zur Erzielung statischer Bestimmtheit aber zu unterbrechen ist (Abb. 46). Diese zum erstenmal von Ger-

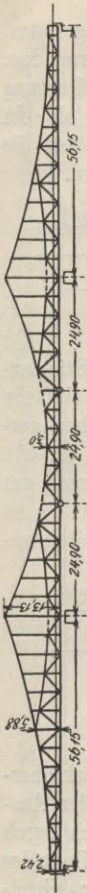


Abb. 46. Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim.

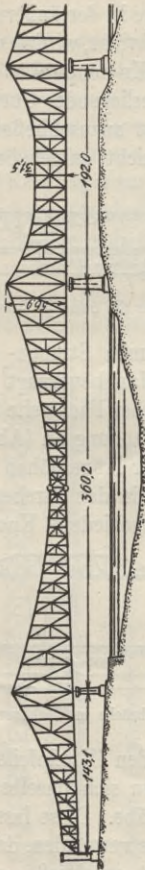


Abb. 47. Brücke über den East River bei Newyork.

ber 1887 in der Neckarbrücke zu Mannheim zur Anwendung gebrachte Trägerform ähnelt mit ihrem nur durch Vertikalstäbe angeschlossenen Zuggurt einer Hängebrücke mit Versteifungsträger, unterscheidet sich aber von einer solchen wesentlich durch ihre statischen Verhältnisse, da der Horizontalzug des Hängegurtes nicht über den Kragträger hinausgeleitet wird.

Werden mit Weglassung des Schwebe-trägers die Kragträgerarme unmittelbar durch ein Gelenk verbunden, so entsteht der sog. Mittelgelenkbalken, der bei drei Feldern einfach statisch unbestimmt ist. Voraussetzung ist, daß im Gelenk nur lotrechte Kräfte übertragen werden, daß so-

nach die Auflagerung auf den Pfeilern mittels eines festen und im übrigen mit beweglichen Lagern erfolgt oder

daß, wenn jeder Kragträger ein festes Auflager erhält, das Gelenk längsverschieblich gemacht wird. Das größte Anwendungsbeispiel für dieses Trägersystem bietet die 1908 erbaute Blackwell-Insel-Brücke über den East River bei Neuyork (Abb. 47). Diese Brücke hat 5 ungleich große Öffnungen, die mit drei Kragträgern überspannt sind; die Gelenke liegen in den Mitten des zweiten und vierten Feldes. Für die Wahl des Systems war die Art der Aufstellung entscheidend, die in den beiden großen Stromöffnungen ohne Gerüst durch freien Vorbau erfolgen sollte. Zunächst wurde der Überbau der Inselöffnung auf eisernen Gerüsten ausgeführt und daran anschließend seine beiden Kragarme frei ausgebaut. Das Gerüst der Mittelöffnung konnte dann zur Aufstellung der beiden Uferspannweiten verwendet werden. Schließlich wurden auch die seitlichen Kragarme vorgestreckt und mit den entgegenstehenden Kragarmen im Gelenk vereinigt. Für die Eigenlast kam so nach die Wirkung als statisch bestimmter überhängender Träger zur Geltung, wogegen für die Verkehrslast das Trägersystem zweifach statisch unbestimmt ist.

In den Endauflagern der durchgehenden Träger mit kurzen Endfeldern oder der Kragträger mit im Verhältnis zu ihrer Spannweite langen Kragarmen können negative Auflagerkräfte auftreten. Sie sind in diesem Falle gegen Abheben zu sichern. Bei Gelenkträgern ist dies besonders wichtig, da sonst die Stabilität gefährdet wäre. Man verhindert das Abheben durch eine lotrechte Verankerung oder durch einen am Trägerende angebrachten Ballast oder durch beides. Das Ballastgewicht und die Verankerung sind so zu bemessen, daß auch bei einer auf das mindestens Zweifache gesteigerten Verkehrslast die Stabilität noch gesichert ist.

C. Rahmenträger oder Vierendeel-Träger.

Diese von dem belgischen Oberingenieur Prof. A. Vierendeel um 1890 in Vorschlag gebrachte Trägerart entspricht einem strebenlosen Ständerfachwerk, dessen Tragvermögen auf dem biegungssteifen Anschluß der senkrechten Pfosten an die durchgehenden Gurte beruht (Abb. 48). Das System ist bisher vornehmlich in Belgien bei mehreren Straßen- und Eisenbahnbrücken zur Ausführung gekommen, doch finden wir es auch in einigen Entwürfen zu deutschen Brücken-Wettbewerben vertreten. Gegenüber Fachwerkträgern werden vor allem Vorzüge in schönheitlicher Hinsicht geltend gemacht; auch wird darauf hin-

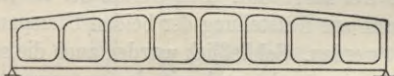


Abb. 48.

gewiesen, daß bei den Fachwerkträgern die Nebenspannungen nicht berücksichtigt werden, die infolge der starren Knotenpunktverbindungen auftreten, wogegen beim Vierendeel-Träger die Berechnung von der Starrheit der Knotenpunkte ausgehen muß und daher mit der Wirklichkeit besser übereinstimmende Spannungswerte liefert. Man kann aber die Nebenspannungen eines richtig ausgebildeten Fachwerks mit den Biegungsspannungen eines Rahmenträgers nicht in Vergleich stellen. In einem Fachwerksträger sind die Grundspannungen mit voller Exaktheit zu berechnen; die Nebenspannungen, die bei starren Knoten hinzutreten, sind nur eine Folge seiner elastischen Durchbiegung und werden um so kleiner, je steifer der Träger und je schlanker die Stäbe sind. In einem Rahmenträger sind die Biegungsspannungen die Grundspannungen, und die Unsicherheit in ihrer Berechnung, besonders der Eck-

spannungen, ist zumindest nicht geringer als der Fehler, den man beim Fachwerk durch Außerachtlassung der Nebenspannungen begeht. Wirtschaftlich ist der Vierendeel-Träger im Nachteil, weil die Biegungsspannungen die volle Ausnutzung der Querschnitte nicht zulassen und er daher bei Einhaltung der gleichen Grenzen der Beanspruchung mehr Material braucht als ein Fachwerksträger. Am ehesten dürfte das strebenlose System des Rahmenträgers noch bei solchen Trägern am Platze sein, bei denen in der Ausfachung nur kleine Kräfte auftreten würden, Parabelträger oder überhaupt Träger mit gegen die Enden abnehmender Höhe.

Ein Rahmenträger mit n -Rahmenfeldern, auf den nur in den Knotenpunkten äußere Kräfte in der Richtung der senkrechten Pfosten wirken, ist $2n$ -fach statisch un-

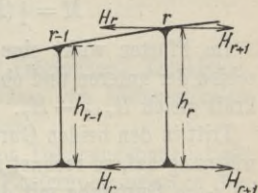


Abb. 49.

bestimmt. Die Zahl der Unbestimmtheiten vermindert sich auf das n -fache, wenn der Träger gegen die wagerechte Mittellinie symmetrisch ist oder wenn bei verschiedener Neigung der Ober- und Untergurtstäbe in jedem Felde die Trägheitsmomente des Ober- und Untergurtstabes sich so verhalten wie die Sekanten ihrer Neigungswinkel.

Bezeichnet (Abb. 49) für einen solchen Träger H_r die wagerechte Komponente der Gurtkraft im r -ten Gurtstabe (Obergurt Druck, im Untergurt Zug), h_{r-1} und h_r die an den Gurtstab angrenzenden Trägerhöhen, M_{r-1} und M_r die Momente der äußeren Kräfte im $(r-1)$ -ten und r -ten Knotenpunkte, so rechnet sich bei entsprechend biegungssteifen Pfosten H_r angenähert aus

$$H_r = \frac{1}{2} \frac{\mathfrak{M}_r(2h_r + h_{r-1}) + \mathfrak{M}_{r-1}(2h_{r-1} + h_r)}{h_r^2 + h_r h_{r-1} + h_{r-1}^2},$$

und die Momente für den Gurtstabquerschnitt sind

unmittelbar links vom r -ten Knoten

$$M_r'' = \frac{1}{2} (\mathfrak{M}_r - H_r h_r),$$

unmittelbar rechts vom r -ten Knoten

$$M_{r+1}' = \frac{1}{2} (\mathfrak{M}_r - H_{r+1} h_r),$$

das Fuß- und Kopfmoment des r -ten Pfostens

$$M = \frac{1}{2} (H_{r+1} - H_r) h_r.$$

Im Pfosten wirkt eine Längskraft gleich dem Unterschied der unteren und oberen Knotenlast und eine Querkraft gleich $H_{r+1} - H_r$.

Tritt in den beiden Gurten eine um t^0 verschiedene Erwärmung auf, so rechnet sich die entstehende Längskraft im r -ten Gurtstabe mit dem Trägheitsmomente J_r näherungsweise aus

$$H_r^t = \frac{6 E \omega t J_r}{h_r^2 + h_r h_{r-1} + h_{r-1}^2},$$

womit auch die Biegemomente gegeben sind.

IV. Die bauliche Ausbildung der Fachwerksträger.

A. Die Dimensionierung und Querschnittsgestaltung der Fachwerksträger.

Die Bemessung der Stabquerschnitte erfolgt auf Grund der durch die statische Berechnung ermittelten Größtspannungen S_{\max} und S_{\min} , welche durch Eigengewicht, Verkehrslast und allenfalls durch Wärmewirkung hervor-

gerufen werden. Es darf aber auch bei Berücksichtigung der Zusatzkräfte (Winddruck, Seitendrucke der Fahrzeuge, Bremskräfte) die dafür angesetzte erhöhte zulässige Beanspruchung nicht überschritten werden. (Siehe Kap. II.) Die nutzbare Querschnittsfläche eines Zugstabes bestimmt sich aus dem vollen Querschnitte mit Abzug der größten Nietschwächung.

Druckstäbe sind auf Knickung (siehe II, 4) zu berechnen. Der Nietlochabzug braucht bei ihnen nicht berücksichtigt zu werden. Für die Bemessung der freien Knicklänge sind nachstehende Annahmen üblich:

1. Bei den Gurtstäben

a) für das Ausknicken in der Trägerebene Knicklänge gleich der Knotenweite. Anschlüsse von Hilfsvertikalen sind als Knotenpunkte aufzufassen;

b) für das Ausknicken quer zur Tragwandebene ist als Knicklänge des Druckgurtes die Entfernung zwischen den gegen seitliches Ausweichen gesicherten Punkten der Gurtung anzunehmen. Diese entspricht der Knotenweite des an die Gurtung angeschlossenen Windverbandes. Bei fehlendem Windverbände (offenen oder Tragbrücken) ist der Druckgurt auf mindestens Hauptträgerknotenweite knicksteif auszubilden, überdies ist die Quersteifigkeit auch noch durch die Wandstäbe zu sichern (siehe Kap. VI).

2. Bei den Ausfachungsstäben und Windstreben. Wenn sie von anderen Stäben nicht gekreuzt werden

a) für Knicken in der Tragwandebene, Knicklänge $l_k = 0,8$ der Stabnetzlänge l_0 ;

b) für Knicken senkrecht zur Tragwandebene l_k gleich der zwischen den Mitten der Nietanschlüsse an die Gurtungen gemessenen Stablänge oder, wenn der Stab in der Ebene eines steifen Querträgers oder Querriegels liegt, $l_k = 0,75 l$.

Wird der Druckstab in seiner Mitte von einem steif ausgebildeten Zugstabe gekreuzt:

a) für Knicken in der Tragwandebene $l_k = 0,5 l_0$;

b) für Knicken senkrecht zur Tragwandebene setze man

$$l_k = l_0 \sqrt{1 - \frac{3 S_z l_d}{4 S_d l_z}}, \text{ worin } S_d \text{ und } l_d \text{ Stabkraft und Länge}$$

des Druckstabes, S_z und l_z Stabkraft und Länge des Zugstabes bezeichnet, l_k aber mindestens $= 0,5 l_0$ anzunehmen ist.

Für die Bildung der aus Flacheisen, Blechen, Winkel-eisen, \square - oder Γ -Eisen zusammengesetzten Stabquerschnitte sind folgende Regeln zu beachten:

Es empfiehlt sich, den Stab aus möglichst wenigen Teilen zusammenzusetzen, da hierdurch die Werkstattarbeit vereinfacht und die Zahl der Fugen vermindert wird. Für \square - und Γ -Querschnitte sind daher Walzprofile, wenn solche passend vorhanden sind, den genieteten Profilen vorzuziehen. Die Querschnitte sollen besonders für Druckstäbe möglichst geschlossen und so angeordnet sein, daß das Material um die Stabschwerachse möglich gleichmäßig verteilt ist. Auf bequeme Zugänglichkeit aller Oberflächen wegen Reinigung, Anstricherneuerung ist zu achten; schmale Zwischenräume von 10—20 mm sind besonders bei breiten Stabteilen zu vermeiden. Man verwende auch keine Querschnittsformen, durch welche Rinnen oder Wassersäcke gebildet werden, aus denen das Wasser nicht ablaufen und in denen sich Schmutz ansammeln kann. Alle Stabteile, desgleichen auch die Knotenpunkte müssen für die Nietung gut zugänglich sein. Die Gurtquerschnitte müssen eine Veränderung der Nutzquerschnittsfläche in den aufeinanderfolgenden Stäben gestatten, wobei die wagrechten Schwerachsen eine möglichst geringe Verschiebung er-

fahren sollen. Mit Rücksicht auf die Nebenspannungen ist für Träger mit Hilfsvertikalen ein gegen die wagrechte Schwerachse symmetrischer Gurtquerschnitt dem unsymmetrischen Querschnitt vorzuziehen.

Die ausschließliche Anwendung flacher Zugstäbe ist heute auf die amerikanische Konstruktionsweise der Bolzen-gelenk-Fachwerke beschränkt, während für unsere genieteten Tragwerke auch die reinen Zugstäbe jetzt nicht mehr bloß aus Flacheisen hergestellt, sondern mit steifem Querschnitt ausgeführt werden.

Gurtquerschnitte. Die heute gebräuchlichen Gurtquerschnitte werden mit einem oder zwei, ausnahmsweise bei sehr großen Brücken auch noch mit mehr, senkrechten Stegen ausgebildet, die den Anschluß der Ausfachungsstäbe entweder unmittelbar oder mittels Knotenblechen ermöglichen. Abweichend davon sind nur die aus Augenstäben gebildeten Zuggurte der amerikanischen Brücken sowie die heute nicht mehr angewandten Bandgurte der Paulischen Träger, die aus horizontal übereinander liegenden Flacheisen bestanden.

Einstegige Gurtungen erhalten T-, +- oder I-Form. Man beschränkt ihre Anwendung in der Regel auf eine Nutzquerschnittsfläche bis zu 300 cm^2 , also auf Träger bis zu etwa 60 m Spannweite, führt aber offene Brücken auch schon unter dieser Stützweite zur Erzielung größerer Wandsteifigkeit mit doppelstegigen Gurtungen aus. Der am häufigsten angewendete T-Gurt besteht aus Stegblech, Winkeleisen und Horizontalblechen oder Gurtlamellen (Abb. 50). Die Veränderlichkeit des Gurtquerschnitts wird durch Weglassung oder Zugabe von Gurtplatten und auf den Steg genietete Bleche erzielt. Die Stegbleche mache man nicht unter 12 mm — wenn stärkere Wandstäbe anschließen nicht unter 15 mm stark, ihre über die Winkel-

eisen vorstehende Breite im Druckgurt nicht größer als die fünfzehnfache Blechdicke.

Der kreuzförmige Querschnitt (Abb. 51) wird aus vier Winkeleisen mit dazwischen eingesetzten Flacheisen gebildet. In den Knotenpunkten kann das lotrechte Flacheisen durch ein Knotenblech ersetzt werden. Offene Zwischen-

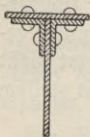


Abb. 50.



Abb. 51.

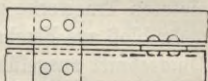


Abb. 52.

räume zwischen den Winkeln und ihre Vernietung unter Anwendung von Futterstücken ist wegen der schmalen Spalten nicht zu empfehlen. Eine Querschnittsverstärkung ist durch Änderung der Winkeleisenkaliber oder durch Aufnieten schmaler Flacheisen auf den Winkelschenkeln erreichbar. Ganz schwache Stäbe können auch bloß aus

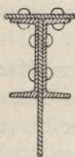


Abb. 53.

zwei über Eck gestellte und durch wagrechte und lotrechte Flacheisenstücke verbundene Winkel gebildet werden (Abb. 52). Abstand dieser Verbindungsbleche kleiner als der vierzigfache kleinste Trägheitshalbmesser eines Winkels. Der + förmige Querschnitt wurde früher häufig, besonders von Gerber, bei den von ihm in Süddeutschland gebauten Brücken auch für größere Stützweiten angewendet.

Der I-förmige Querschnitt kann aus zwei Γ -Eisen und einem dazwischen liegenden Bleche (Abb. 53) oder aus Winkeleisen und Blechen zusammengesetzt werden. Γ -Eisen sind bis zu Spannweiten von etwa 50 m anwendbar. Die Zusammensetzung aus vier oder acht Winkeleisen mit dazwischenliegendem Flacheisengitter,

wie sie die älteren Schwedler-Brücken zeigen, ist wegen der vielen Nietarbeit und der engen Zwischenräume unvorteilhaft.

Von den doppelstegigen Gurten ist der durch Verdoppelung des einfachen T-Gurtes entstehende Doppel-T-Gurt jetzt am gebräuchlichsten. Er besteht aus zwei Stegblechen, an welche die wagrechten Gurtplatten entweder bloß mittels zweier außen liegenden oder bei breiten Gurten auch mittels zweier inneren Winkel angeschlossen sind (Abb. 54). Für kleinere solche Gurte, etwa bis zu 300 cm^2 Querschnittsfläche, ist die Verwendung zweier \sqsubset -Eisen an

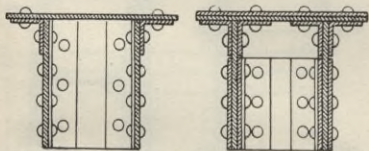


Abb. 54.

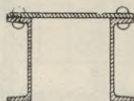


Abb. 55.

Stelle der Stegbleche zweckmäßig (Abb. 55). Ist die freie Breite des Stegbleches größer als dessen fünfzehnfache Dicke, so sind dem Druckgurt äußere Randwinkel zu geben. Der schwächste Querschnitt enthält nebst den Stegblechen bloß die äußeren Gurtwinkel und eine Gurtplatte. Die Verstärkung soll so erfolgen, daß die wagrechte Schwerachse des Querschnittes möglichst wenig verschoben wird. Man verstärke daher nicht bloß durch Zugabe von Gurtplatten, sondern auch durch lotrechte an das Stegblech angelegte Bleche. Die Stegbleche sind durch Querstege abzusteifen, die im Druckgurt in Abständen von etwa 1,5 m anzuordnen sind und aus einem durch einfache Winkel an die Stegbleche angeschlossenen Querbleche bestehen. Die Breite des Gurtes, d. h. den lichten Abstand

der Stegbleche, wähle man bei der Stützweite l in Meter etwa mit

$$b \text{ (cm)} = 12 + 0,5l \quad \text{für } l < 65 \text{ m,}$$

$$b \text{ (cm)} = 25 + 0,3l \quad \text{„ } l > 65 \text{ m,}$$

die Höhe h um etwa $0,1l$ (l in Meter) größer. Für den Untergurt würde die Umkehrung dieser Gurtform einen oben offenen Kasten ergeben, was wegen der Ansammlung von Wasser und Schmutz für die Erhaltung sehr unvorteilhaft wäre. Man bildet daher den Untergurt entweder in der Form zweier getrennter, durch Querstege verbundener

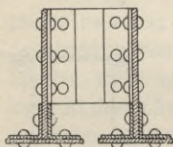


Abb. 56.

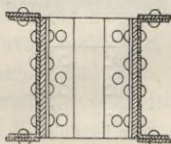


Abb. 57.

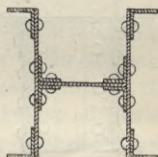


Abb. 58.

└-Querschnitte aus (Abb. 56) oder wählt dafür die □-Form (Abb. 57). Letztere wird auch für Druckgurte angewendet und erhält dann einen Mittelsteg (Abb. 58), wodurch allerdings wieder ein oben offener Kasten entsteht, der diese Querschnittsform nur für schräg laufende Gurtungen geeignet macht. Auch die kreuzförmigen Querschnitte hat man durch Verdoppelung zweistegig gemacht (Dirschauer Brücke) und damit ebenso wie mit der └-Form den Vorteil einer gegen die wagrechte Schwerachse symmetrischen Querschnittsform erzielt.

○ Für die großen Druckquerschnitte sehr weit gespannter Brücken wird das Material vornehmlich in die lotrechten Bleche gelegt und der Querschnitt dann auch mit mehrfachen Stegen ausgebildet. So enthält der Druckgurt der

Quebec-Brücke vier lotrechte, aus je 4 Blechen von 28 und 30 mm Stärke zusammengesetzte Stege, die an den Rändern mit Winkeleisen gesäumt und untereinander durch Querstege und Randvergitterung verbunden sind (Abb. 59). Die Querschnittsfläche ist hier bis zu 14000 cm^2 gesteigert. Ähnliche Querschnittsgestaltung zeigen die Druckgurte der Blackwell-Insel-Brücke mit im max. 5427 cm^2 . Dagegen wurde bei der Firth-of-Forth-Brücke der kreisrunde, aus Blechplatten mit inneren Versteifungsringen gebildete

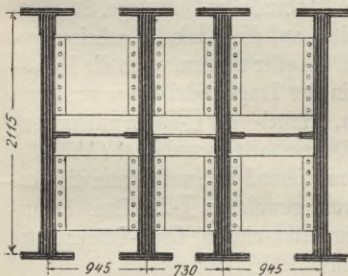


Abb. 59.

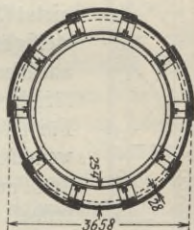


Abb. 60.

Querschnitt angewendet (Abb. 60) mit einer größten Fläche von 5548 cm^2 . Diese Querschnittsform ist zwar für die Knicksicherheit sehr vorteilhaft, in der Ausführung aber teuer und die Knotenpunktverbindungen werden viel komplizierter und schwieriger als bei geradflächigen Gurten.

Wandstabquerschnitte. Stärkere Zugstäbe werden in der Hauptsache aus Flacheisen gebildet, die durch aufgenietete Winkel ausgesteift werden. Schwächere Stäbe bildet man bloß aus vier oder zwei kreuzförmig gestellten Winkeln. Bei doppelstegigen Gurten ergibt sich eine Verdopplung dieses Stabquerschnittes. Für die Druckstäbe

wählt man einen aus Winkel-, \square - oder Γ -Eisen und allenfalls auch Flacheisen oder Blechen zusammengesetzten $+$ -, Γ - oder \square -förmigen, knickfesten Querschnitt. Bei

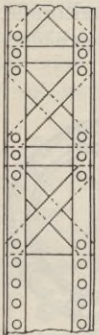


Abb. 61.

einstegigen Gurten ist die $+$ -Form die Regel, bei doppelsteigigen Gurten die Γ -Form. Man setzt letztere aus zwei Winkeleisenpaaren zusammen, die durch einen vollen Blechsteg oder durch Gitterwerk verbunden werden (Abb. 61). Die Breite des Stabes quer zur Wand entspricht dem Abstände der Gurtstege. Stärkere Stäbe erhalten auf die Winkel Flacheisen genietet (Abb. 62) oder werden, wenn die Knicksteifigkeit in der Tragwandebene es verlangt, aus Blechen, Winkel- oder \square -Eisen mit kastenförmigem Querschnitt ausgebildet (Abb. 63). Für Träger mittlerer Spannweite kann die Verwendung von gewalzten Γ -Profilen, besonders der breitflanschigen Grey-Träger vorteilhaft sein.

Hinsichtlich der Knicksicherheit geteilter Stäbe siehe S. 20. Ein voller Steg ist für die Steifigkeit des Stabes immer vorteilhafter als eine Vergitterung oder bloße Bindebleche. An den Stabenden ist die Vergitterung mindestens auf die Länge des Stab-

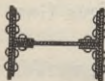


Abb. 62.



Abb. 63.



anschlusses immer durch ein volles Blech zu ersetzen. Die Vergitterung erfolgt durch einfache oder gekreuzte

Flacheisenstäbe; bei einfachem Gitterwerk sollen in jedem Knotenpunkt auch Querstäbe gegeben werden. Bei stärkeren Druckstäben bilde man die Vergitterung aus Winkeleisen.

Ständer, die zum Anschlusse der Querträger oder von Querverbindungen dienen, erhalten bei einstegeigen Gurten kreuzförmigen Querschnitt aus vier Winkeleisen und einem eingeschobenen Bleche oder eine Ausbildung nach Abb. 61, die auch bei zweistegigen Gurtungen die Regel ist. Stärker beanspruchte Ständer, Endständer, erhalten entsprechend durch Winkeleisen und Bleche verstärkten Querschnitt.

B. Die Verbindungen in den Knotenpunkten.

Die europäische Bauweise der Fachwerkträger verwendet ausschließlich Nietverbindung, wogegen für die amerikanische Bauweise größerer Träger die Anwendung von Bolzengelenkknoten bezeichnend ist. Es schließen hier alle in einem Knotenpunkte zusammentreffenden Stäbe an einen Gelenkbolzen an, und die Zugstäbe sind als sog. Augenstäbe ausgebildet. Dadurch entfällt wohl jede Nietschwächung, aber die erzielte Gewichtsersparnis wird durch die Materialzugabe in den Augen und die Arbeitsmehrkosten für die Augenstäbe und Bolzen wieder aufgewogen. Auch sind die Bolzengelenkfachwerke nicht, wie man meinen sollte, ganz frei von den Nebenspannungen, die bei festen Knoten auftreten, da in den Gelenken immer eine großer Reibungswiderstand wirksam bleibt. Der Hauptvorteil der Bolzengelenkfachwerke liegt in ihrem vereinfachten und erleichterten Zusammenbau, der eine rasche Aufstellung ermöglicht. Gegen die Stoßwirkungen der Verkehrslast verhält sich aber eine genietetete Konstruktion günstiger als ein Fachwerk mit Bolzengelenken; deshalb werden für Brücken kleiner und mittlerer Spannweite jetzt auch in Amerika die genieteteten Träger vorgezogen.

Der Anschluß der Ausfachungsstäbe an die Gurtungen erfolgt bei genieteteten Knotenpunkten entweder

a) unmittelbar an senkrechten Flächen der durchgehenden Gurtung oder

b) mit Hilfe von Anschlußblechen (Knotenblechen), die α) an die durchgehende Gurtung genietet sind oder β) im Knotenpunkte an Stelle eines Teiles des Gurtes treten, mit dem sie durch entsprechende Stoßdeckung zu verbinden sind.

Sämtliche Stabschwerachsen sollen in einer Ebene liegen und sich möglichst in einem Punkte treffen. Letztere Be-

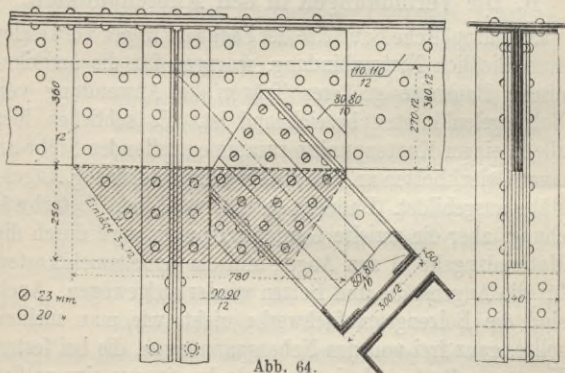


Abb. 64.

dingung ist vollkommen nur bei Wahl solcher Gurtprofile zu erreichen, bei denen durch die Querschnittsverstärkung keine Verschiebung der Schwerachse eintritt. Bei un-symmetrischen Gurtprofilen, T- und Π -Gurten, suche man wenigstens diese Schwerpunktsverschiebung möglichst gering zu halten, da sonst größere Nebenspannungen die Folge sind.

Der unmittelbare Anschluß an die Gurtstege ist nur möglich, wenn diese breit genug sind, um die notwendige Nietzahl unterbringen zu können. Dies ist nur bei kleineren

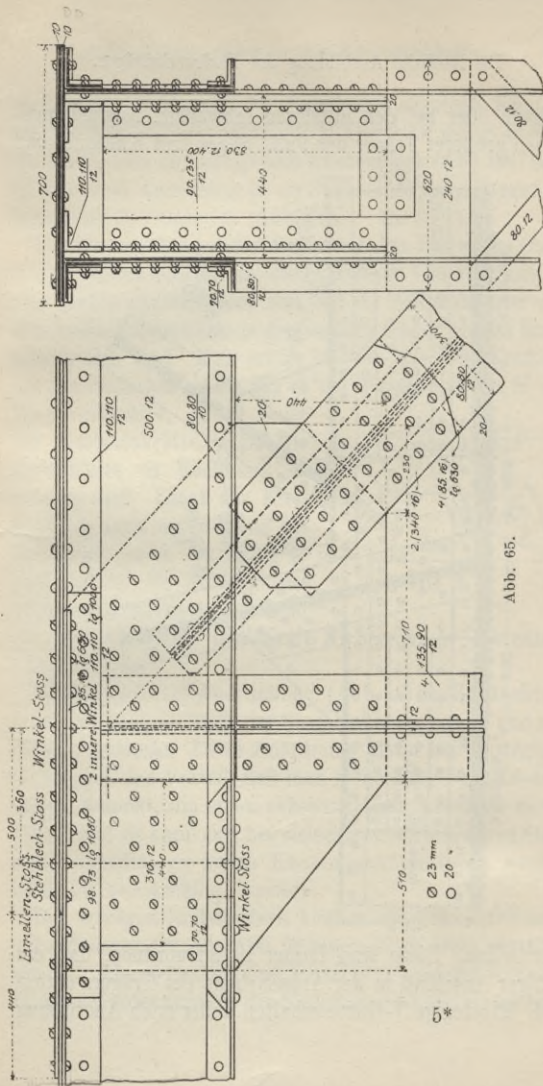


Abb. 65.

Trägern oder bei den mittleren schwachen Ausfachungsstäben größerer Träger der Fall. Sonst sind Knotenbleche

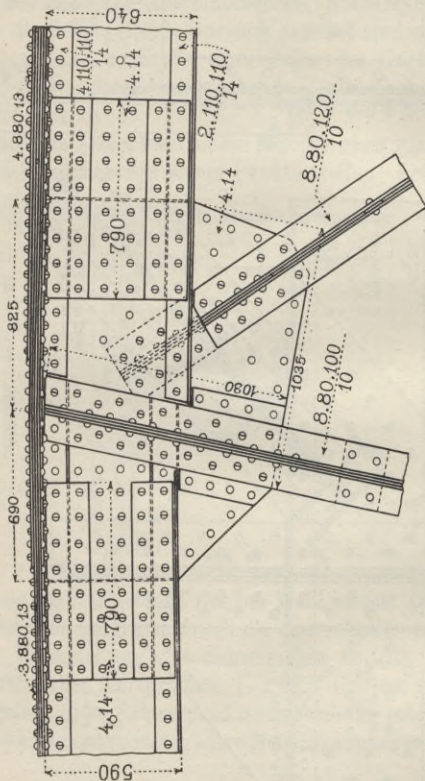


Abb. 66.

erforderlich. Diese sind immer so anzuordnen, daß ein mittiger Anschluß in der Achsenebene des Trägers erzielt wird. Einsteigige T-Gurte erhalten daher nach Anordnung

α) doppelte, beiderseits des Stegbleches angelegte Knotenbleche (Abb. 64), doppelstegige Π -Gurte an jedem Steg je ein innen- oder außenliegendes Knotenblech (Abb. 65), oder es wird nach Anordnung β) an Stelle eines jeden Steges ein Knotenblech eingesetzt (Abb. 66).

Die Knotenbleche sollen über die ganze Breite des Gurtsteges reichen und an die durchlaufende Gurtung mit soviel Nieten angeschlossen sein, als zur Aufnahme der von den Ausfachungsstäben in die Gurtung eingetragenen Kraft erforderlich sind. Man erhält letztere aus dem Krafteck der Knotenkräfte (Abb. 67) in der Resultierenden K der Wandstabkräfte, gleich jener der Gurtstabkräfte, wobei die Größtwerte in Rechnung zu bringen sind. Dient das Knotenblech auch zur Deckung des Stoßes in einem Gurtteile, so sind die für die Stoßdeckung erforderlichen Nieten nicht in die zur Aufnahme der Kraft K berechnete Nietenzahl einzubeziehen.

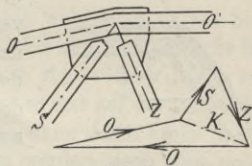
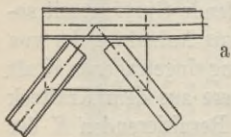


Abb. 67.

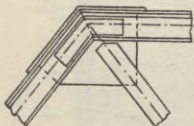
Häufig wird nach Anordnung β) (Abb. 66) das Knotenblech in die Gurtung an Stelle des Stegbleches eingesetzt und mit diesem verlascht. Diese Anordnung bietet bei einsteigigen Gurtungen den Vorteil, daß man keine doppelten Knotenbleche braucht, um einen achsenmittigen Anschluß zu erzielen, und sie kann sich bei vieleckigen Gurten, deren Stegblech ohnedies an jedem Knotenpunkt gestoßen werden muß, als zweckmäßig erweisen.

Bei schrägen Endständern können die Eckknoten nach verschiedener Art, wie Abb. 68 schematisch zeigt, gestaltet werden. Abb. 68 a zeigt eine Ausbildung konform jener der übrigen Knotenpunkte; der Endpfosten ist wie ein anderer

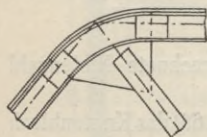
Wandstab an den über den Endknoten verlängerten Gurt angeschlossen. Bei gleicher Querschnittsgestalt von Gurt und Schrägpfeilen kann auch die Ausbildung nach Abb. 68 b oder c gewählt werden. Im ersteren Falle sind beide Stäbe in der Gehrung gestoßen und durch die Knotenbleche und Laschenbleche allenfalls auch durch scharf geknickte Winkel-



a



b



c

Abb. 68.

keleisen gedeckt. Im anderen Falle ist der Gurt mit entsprechender Abrundung der Ecke in den Schrägpfeilen übergeführt; hier sind nur die Stegbleche unterbrochen und durch das mit ihnen verlaschte Knotenblech ersetzt. Da das scharfe Knicken oder Abbiegen der Winkel mit Nachteilen verbunden ist, so wird meist die Anordnung nach Abb. 68a vorgezogen.

Mit der Ausbildung der Knotenpunkte hängt auch die Aufteilung der Stöße in den Gurtungen zusammen. Man geht zweckmäßig von dem Gesichtspunkte aus, durch Fertigstellung größerer Stücke in der Werkstatt die Niet-

arbeit auf der Baustelle tunlichst zu beschränken. Dies wird durch das Zusammenlegen der Stöße in den das Stück zusammensetzenden Teilen, d. i. durch gruppierte oder sog. Montagestöße erreicht. Unter Ausnutzung der normalen Länge der Walzstücke (8—12 m) wird man auf die Möglichkeit eines leichten Zusammenbaues der Stücke Rücksicht zu nehmen haben und daher ihre Größe und ihr Gewicht nach den Transportverhältnissen und den an der Baustelle zur Verfügung stehenden Hebezeugen bemessen. Die

Stöße verlegt man meist an die Knotenpunkte oder in deren Nähe. Bei Vieleckgurten sind die Stegbleche in jedem Knotenpunkte zu stoßen, übrigens bedingt die Einschaltung von Knotenblechen auch in geraden Gurten eine Unterbrechung des Stegbleches.

Bei Knotenweiten bis etwa 5 m können dann die Stöße in den übrigen Gurtteilen, Winkel und Gurtblechen, an jeden zweiten Knotenpunkt gelegt und mit dem Stegblechstoß zu einem durchgehenden Montagestoß vereinigt werden. Die Zwischenstöße in den Stegblechen werden dabei schon in der Werkstatt vernietet. Um nicht zu schwere Stücke zu erhalten, hat man sich wohl auch darauf beschränkt, nur die Stegbleche, Winkel und Knotenbleche in der Werkstatt zu fertigen Stücken von größerer Länge zu verbinden, während die Gurtplatten erst auf der Baustelle aufgenietet werden. Es brauchen dann deren Stöße nicht an die Knotenpunkte verlegt zu werden, doch wird man sie immer so gruppieren, daß sie durch gemeinsame Stoßplatten gedeckt werden können. Liegt die Stoßdeckplatte nicht unmittelbar auf dem gestoßenen Bleche, so ist die Zahl der Stoßnieten zu vergrößern.

Die Stoßausteilung in den Gurtungen ist durch die Materialverteilung oder das Stoßschema graphisch darzustellen.

V. Die Fahrbahn der eisernen Brücken.

Die Fahrbahn kann zu den Hauptträgern verschiedene Lage haben. Man unterscheidet danach Brücken mit oben liegender Fahrbahn (Abb. 69), Brücken mit versenkter Fahrbahn (Abb. 70), Brücken mit unten liegender Fahrbahn (Abb. 71), Brücken mit angehängter Fahrbahn (Abb. 72).

Die Wahl der einen oder anderen Anordnung hängt von der zur Verfügung stehenden Bauhöhe, d. h. von dem Höhenabstande zwischen Fahrbahn und Unterkante des Brückenüberbaues, dann aber auch von der Stützweite und vom Tragwerksystem der Hauptträger ab. Die oben lie-

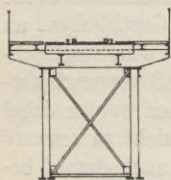


Abb. 69.

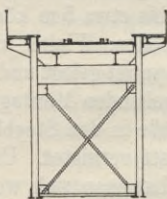


Abb. 70.

gende Fahrbahn gestattet ein Näherlegen der Hauptträger oder die Anordnung von mehr als zwei Hauptträgern, wodurch die Querträger der Fahrbahn leichter gehalten werden können.

Ist ausreichende Bauhöhe vorhanden, so wird in der Regel die Anordnung mit oben liegender Fahrbahn gewählt. Bei Eisenbahnbrücken von größerer Länge wird aber auch hier häufig eine versenkte Fahrbahn vorgezogen, um bei etwaigen Zugentgleisungen

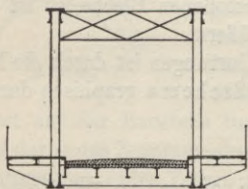


Abb. 71.

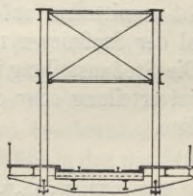


Abb. 72.

die Wagen vor dem Herabstürzen zu sichern. Am häufigsten findet wegen beschränkter Bauhöhe die unten, d. h. am Untergurt der Hauptträger liegende Fahrbahn Anwendung. Die Fußwege der Straßenbrücken legt man in diesem Falle gewöhnlich außerhalb der Hauptträger, um deren Ab-

stand und dadurch auch das Gewicht der Querträger und Querverbände zu vermindern; allerdings ist damit der Nachteil des behinderten Querverkehrs auf der Brücke verbunden. Sind die über die Fahrbahn ragenden Hauptträger genügend hoch, so werden ihre Obergurte durch einen Querverband verbunden (Abb. 71). Im anderen Falle, bei für die Durchfahrt unzureichender Höhe, muß dieser Querverband wegbleiben und es entsteht eine sog. offene oder Trogbrücke (Abb. 73).

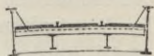


Abb. 73.

An der Fahrbahnkonstruktion lassen sich im allgemeinen drei Teile unterscheiden:

1. Die Fahrbahndecke, auf der unmittelbar der Verkehr stattfindet,
2. die Fahrbahntafel, d. h. die zusammenhängende, tragende Unterlage der Fahrbahndecke,
3. das Trägergerippe der Fahrbahn, auf dem die Fahrbahntafel aufliegt und das von den, sich auf die Hauptträger stützenden Querträgern und von Längsträgern gebildet wird.

Bei Straßenbrücken sind diese Teile immer vorhanden, bei Eisenbahnbrücken nur dann, wenn das Gleis in ein durchgehendes Kies- oder Schotterbett gelagert ist.

A. Die Fahrbahn der Straßenbrücken.

1. Die Fahrbahndecke wird nur bei leicht und billig zu bauenden Brücken mit schwachem Verkehr durch einen Bohlenbelag gebildet, der gleichzeitig auch Fahrbahntafel ist. Es empfiehlt sich aber, auf einen unteren, stärkeren, tragenden Belag einen schwächeren (5—7 cm) Schutzbelag zu geben, der bei erfolgter Abnutzung ausgewechselt werden kann. Brücken in Landstraßen erhalten gewöhnlich

eine Schotterdecke, die in der Fahrbahnmitte 25—30 cm stark und nach den Seiten etwas abfallend gemacht wird. Bei stärkerem Verkehr und bei städtischen Brücken wird die Fahrbahn gepflastert.

Steinpflaster widersteht wohl am besten der Abnutzung, hat aber ein hohes Eigengewicht und liefert kein elastisches Zwischenmittel, das die Stöße der Verkehrslast auf die Tragkonstruktion mildert. Die 10—12 cm hohen Steinwürfel werden auf eine Sandunterbettung von 2—3 cm verlegt, die von einer Betonunterlage getragen wird.

Holzpflaster hat gegenüber dem Steinpflaster den Vorteil des um mehr als die Hälfte geringeren Gewichtes, der elastischen Milderung der Stöße und des geräuschloseren Befahrens. Es verlangt aber sachgemäße Ausführung, damit nicht durch Feuchtigkeitsaufnahme Quellungen und Aufblähungen eintreten, die das Pflaster in einen üblen Zustand bringen würden. Zur Pflasterung werden meist mit Teeröl getränkte Kiefernholzstöckel von 10—13 cm Höhe verwendet. Ihre Unterlage muß eben und unnachgiebig sein. Sie besteht entweder aus einem schwachen Bohlenbelag oder mit dessen Weglassung aus einer mit Zementmörtel abgeglichenen Betonschicht, welche die Fahrbahn-
tafel um mindestens 6 cm überdeckt und eine wasserdichte Abdeckung (Gußasphalt, Asphaltfilzplatten, Tektolith usw.) erhält. Man schütze aber diese Abdeckung noch durch einen Überzug mit einer 3—5 cm starken Zement-Grobmörtelschicht.

Stampfasphalt als Fahrbahndecke, in einer Stärke von etwa 5 cm auf einer 9—12 cm starken Betonunterlage aufgebracht, gibt eine glatte, gut zu entwässernde, staub- und schmutzfreie Fahrbahn. Die Anwendung ist aber wegen der Glätte der Fahrbahn auf Steigungen unter 1,5% zu beschränken.

Das Gewicht der Fahrbahndecke beträgt pro 1 m² für Stampfasphalt 400—450 kg, Beschotterung oder Holzstöckelpflaster 450—550 kg, Steinpflaster 600—800 kg. Das größere Gewicht erhöht entsprechend auch das Gewicht der Tragkonstruktion.

2. Die Fahrbahntafel besteht entweder aus Holz, aus Eisen, aus Beton oder Eisenbeton.

Die hölzerne Fahrbahntafel findet jetzt wohl nur dann Anwendung, wenn sie gleichzeitig Fahrbahn ist. Für beschotterte oder gepflasterte Fahrbahnen wird man immer eine dauerhaftere Fahrbahntafel aus Eisen oder Beton vorziehen.

Zur eisernen Fahrbahntafel werden Belageisen, Buckelplatten, Hänge- oder Tonnenbleche oder auch Flachbleche verwendet.



Abb. 74.

Als Belageisen dienen hauptsächlich die nach den österreichischen oder deutschen Profiltypen gewalzten Zores-Eisen (Abb. 74). Sie werden entweder quer zur Brückenlängsachse oder dazu parallel liegend angeordnet. Im ersteren Falle liegen sie auf den Fahrbahn­längsträgern, im zweiten Falle auf den Querträgern. Die Längslage erfordert aber naheliegende Querträger und wird daher seltener durchgeführt. Die Zores-Eisen werden, der besseren Entwässerung der darüberliegenden Decke wegen, mit einem Zwischenraum von 2—3 cm verlegt. Bei leichter Belastung (Fußwege) kann auch ein größerer Zwischenraum gegeben und dieser mit Ziegeln oder Betonsteinen überdeckt werden. Die Befestigung auf den Trägern erfolgt durch schwache Nieten, häufiger durch Schrauben in Verbindung mit Deckplättchen oder durch Prasilsche Klemm­platten. Auf die Belageisen kommt entweder unmittelbar die Beschotterung oder eine, ihre Oberkante mindestens

6 cm überdeckende Schicht Stampfbeton als Unterlage für die Pflasterung (Abb. 75). Die Betonlage hat auch bei beschotterter Fahrbahn Vorteile; sie gestattet nämlich die Anbringung einer wasserdichten Abdeckung und dadurch

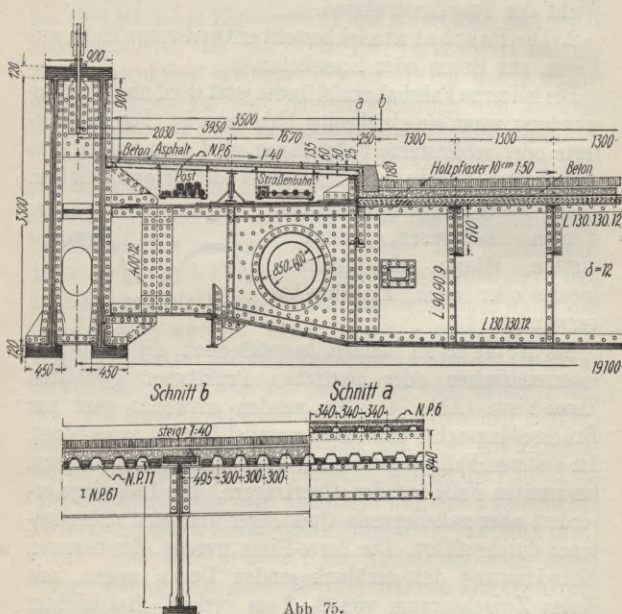


Abb. 75.

einen wirksamen Rostschutz für die Belageisen, auch begünstigt sie die Verteilung des Raddruckes über mehrere Belageisen. Bezüglich dieser Verteilung wird die übliche Annahme gemacht, daß man der Aufstandsweite a der Last (Raddruck) oder der Breite eines Pflasterwürfels die doppelte verglichene Höhe z der unter dem Pflaster liegen-

den Decke zuschlägt, sonach die Verteilungsbreite $b = a + 2z$ setzt. Ist w der Achsabstand zweier Belageisen, D der Raddruck, so entfällt hiernach auf ein Belageisen der Druck $D' = \frac{w}{b} D$. Häufig wird auch nur einfach $\frac{w}{b} = \frac{1}{2}$ gesetzt, also angenommen, daß sich der Raddruck auf zwei Belageisen verteilt. Auch nach der Längsrichtung der Eisen kann eine solche Verteilung angenommen werden, doch sollte eine strengere Berechnung nicht eine gleichmäßige Verteilung des Druckes D' nach der Länge b , sondern etwa eine solche nach einer Trapezfläche zugrunde legen. Mit den zur Verfügung stehenden stärksten Kalibern der Zores-Eisen können bei Stützweiten von 1—1,2 m noch Raddrücke bis zu 8 t aufgenommen werden. Man findet Stützweiten, d. h. Längsträgerabstände von 1 bis 1,5 m ausgeführt.

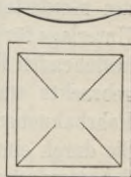


Abb. 76.

Die Buckelplatten sind rechteckige Blechtafeln, die einen ringsum laufenden ebenen Rand haben und in der Mitte nach Art eines flachen Klostergewölbes mit scharfen oder abgerundeten Graten ausgebaucht sind (Abb. 76). Bei schiefen Brücken kommen auch trapezförmige oder dreieckige Tafeln zur Anwendung. Die gewöhnliche Tafelgröße bewegt sich zwischen 1 m^2 und 3 m^2 , die Blechstärke ist 6,5—11 mm. Die Tafeln werden in entsprechenden Matrizen glühend in ihre Form gepreßt. Der ebene Rand, mit dem die Platten auf den unterstützenden Trägern aufgelegt und vernietet werden, erhält eine Breite von 5—7 cm. Der Buckelplattenbelag erfordert die Anwendung eines Fahrbahnträgerrosters mit Feldern gleich der Plattengröße. Es werden dadurch nebst den Querträgern und Fahrbahn-längsträgern noch sekundäre, auf die Längsträger gelagerte

Zwischenquerträger notwendig. Die oberen Flanschen aller dieser Träger müssen gleich hoch liegen, um den Platten ein ebenes Auflager zu bieten. Die Buckelplatten werden gewöhnlich hängend, d. h. mit dem Buckel nach abwärts (Abb. 77), selten stehend angeordnet. Die erstere Lage ist für die Entwässerung günstiger und gibt eine kleinere Bauhöhe. Auf die durch die Buckelplatten gebildete Fahrbahntafel kommt wieder entweder unmittelbar die Schotterdecke oder eine Zementbetonlage, die an der schwächsten Stelle die Oberkante der Fahrbahntafel um mindestens 4 cm zu überdecken hat. Sie bildet die Unterlage für die aus einer Beschotterung oder Pflasterung bestehenden Fahrbahndecke. Die über der Betonlage angebrachte wasserdichte Abdeckung leitet das durch die Fahrbahnoberfläche eingedrungene Wasser zu Abfallrohre, die durch einzelne Platten hindurchgehen. Ist bei bloßer Schotterdecke keine wasserdichte Abdeckung vorhanden, so erhält jede Buckelplatte in ihrer Mitte ein 3—5 cm weites Tropfloch, über das eine durchlöcherter gußeiserner Haube gestülpt wird. Besser ist eine solche Anordnung, bei der die Kieshaube mit einem Abflußrohr (Gasrohr) zu einer sog. Tropftülle verbunden und dadurch gegen Verschiebung gesichert ist. Darf das Wasser in den Raum unter der Brücke nicht frei abtropfen, so ist es durch unter den Tropftüllen angebrachte Rinnen an geeignete Stellen abzuführen.

Die Fahrbahntafel aus Buckelplatten ist bei großer Tragfähigkeit verhältnismäßig leicht und wagerecht sehr steif, erfordert aber ausgedehnte Nietarbeit und ein engmaschiges Trägergerippe.

Hängebleche und Tonnenbleche sind zylindrisch gebogene Bleche, die mit flachen Längsrändern auf die Fahrbahnträger genietet werden. Meist liegen sie parallel zur

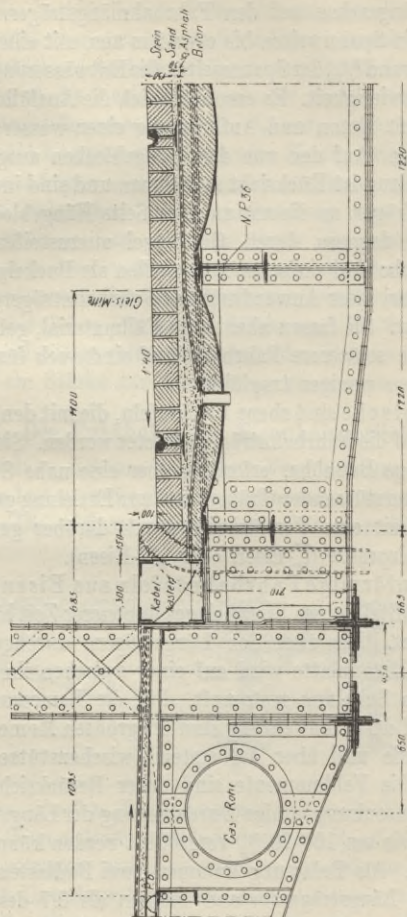


Abb. 77.

Brückenlängsachse auf den Fahrbahnlängsträgern. Man führt sie in Spannweiten bis etwa 2 m aus, mit einer Pfeilhöhe von rund $\frac{1}{10}$ der Spannweite. Die Entwässerung bietet einige Schwierigkeit. Es empfiehlt sich die Ausfüllung der Mulden mit Beton und Aufbringung einer wasserdichten Abdeckung. Auf den von den Hängeblechen ausgeübten Horizontalzug ist Rücksicht zu nehmen und sind insbesondere die Träger, an die nur an einer Seite Hängebleche anschließen, dagegen durch Querriegel auszusteifen. Die Hängebleche sind einfacher herzustellen als Buckelplatten, auch ist bei ihrer Anwendung das Fahrbahnträgergerippe vereinfacht. Sie fassen aber mehr Füllmaterial, geben dadurch eine schwerere Fahrbahn und sind auch für große Einzellasten weniger tragfähig.

Flachbleche sind ebene Blechtafeln, die mit den Längsrändern auf die Fahrbahnträger genietet werden. Sie geben eine geringe Bauhöhe, erfordern aber eine nahe Stellung der sie unterstützenden Träger, und zur Erzielung größerer Tragfähigkeit eine Verstärkung durch darüber genietete kleine Walzprofile (□-Eisen oder ┘-Eisen).

Plattenförmige Fahrbahntafeln aus Eisenbeton werden an Stelle eines Eisenbelages in neuerer Zeit häufiger angewendet. Die über den Längsträgern durchgehende bewehrte Betonplatte wird auf einer zwischen ihnen angebrachten Schalung gestampft. Für die Bemessung der Platte und deren Bewehrung sind die größten Momente im ersten Felde und über der ersten Zwischenstütze maßgebend. Die Feldmomente sind unter Berücksichtigung der Stützensenkung infolge Durchbiegung der Längsträger, durch die sie um 10—20 % vergrößert werden können, zu berechnen. Als Belastung kommen zwei Radlasten oder, bei einem Längsträgerabstand kleiner als 0,7 des Radabstandes, nur eine Radlast in Frage. Die Verteilungs-

breite des Raddruckes nach der Richtung der Plattenstützweite setzt man bei der Abstandsbreite a der Last, der Plattenstärke d und der Höhe z der Überdeckung $b = a + 2(d + z)$ die Verteilung nach der Breitenrichtung bei dem Längsträgerabstände $c \dots b_1 = a_1 + \frac{2}{3}c$.

Gewölbkappen aus Ziegel oder Beton, zwischen naheliegende Längs- oder Querträger gespannt, geben eine schwere Fahrbahn. Durch Anwendung von bewehrten Betongewölben kann man in ihrer Spannweite weiter gehen, ohne das Gewicht allzu sehr zu vergrößern. Es sind mit gebogenen Walzträgern bewehrte Gewölbe mit Spannweiten bis 3,5 m bei 12 cm Stärke und bis 6 m weitgespannte Moniergewölbe (Swinemünder Brücke in Berlin) von 17 cm Stärke zur Ausführung gekommen.

B. Die Fahrbahn der Eisenbahnbrücken.

Handelt es sich um möglichste Verminderung der Bauhöhe, so legt man die Schienen unmittelbar auf die Längsträger. Die kleinste Bauhöhe erreicht man bei Spann-

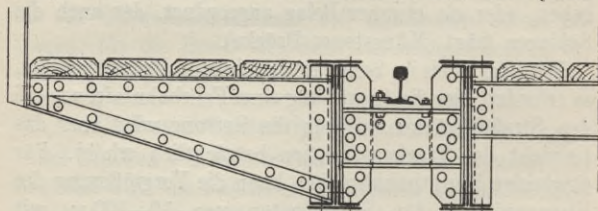


Abb. 78.

weiten von 6—7 m durch Anwendung sog. Zwillingsträger. Jeder Schienenstrang wird hier durch ein Paar gekuppelter Träger getragen, zwischen welchen die Schiene versenkt und mit Unterlagsplatten auf eiserne Sättel gelagert ist (Abb. 78). Die unmittelbare Lagerung der Schienen auf

eiserne Träger hat aber ein hartes Befahren und stärkere Erschütterungen der Tragkonstruktion zur Folge. In normaler Weise erfolgt die Auflagerung des Gleises mittels hölzerner Querschwellen auf den Fahrbahnlängsträgern (Schwellenträgern) oder bei Blechbrücken mit oben liegender Fahrbahn auf den Hauptträgern (Abb. 13, 14). Der Schwellenabstand wird kleiner als in der freien Strecke, von Mitte zu Mitte nicht über 60 cm, gemacht. Die Befestigung der Schwellen auf den Trägern geschieht durch Schraubenbolzen, die entweder durch den Trägerflansch hindurchgehen oder ihn mittels eines hakenförmigen Kopfes oder einer Klemmplatte untergreifen, oder durch seitlich angebolzte und auf den Träger genietet Winkel. Die Fahrbahn ist in der ganzen Brückenbreite mit einem Bohlenbelage abzudecken, der außerhalb des Gleises entweder von den verlängerten Querschwellen oder von besonderen kurzen Schwellen getragen wird. Anstatt der Holzdielen wird zur Sicherheit gegen Inbrandsetzung bei längeren Brücken auch eine Abdeckung mit Riffelblech gegeben, oder ein eiserner Belag angeordnet, der auch die Schienen trägt (Müngstener Brücke).

Wird das Gleis im Schotterbett über die Brücke geführt, so erfordert dies die Anordnung einer Fahrbahntafel wie bei den Straßenbrücken. Durch die Bettung wird aber das Gewicht der Tragkonstruktion beträchtlich erhöht. Für eingleisige Hauptbahnbrücken kann die Vergrößerung des Eisengewichtes für Spannweiten von 10—100 m mit 18—33% veranschlagt werden. Die Durchführung des Schotterbettes bietet aber folgende Vorteile: Das größere Eigengewicht erhöht den Sicherheitsgrad gegenüber der Verkehrslast und die größere Masse des Überbaues vermag die dynamischen Wirkungen der bewegten Last besser aufzunehmen. Die Stoßwirkungen werden gemildert, so daß

insbesondere die Nietverbände in den Anschlüssen der Fahrbahnträger weniger leiden. Dieser Umstand kommt besonders für Brücken von kleiner und mittlerer Spannweite in Betracht. Die Fahrbahn ist feuersicher, sie schließt nach unten dicht ab und bewirkt eine erhebliche Schalldämpfung, was für Überfahrtsbrücken in Städten, Hochbahnbrücken, eine Rolle spielt. Auch wird die Gleislage auf der Brücke von der Anordnung der Fahrbahnträger unabhängig; es werden dadurch Gleisverlegungen, Weichenanlagen auf der Brücke möglich.

Für die Fahrbahntafel kommen zumeist Buckelplatten, dann auch Belageisen (Schweizer Nordostbahn) Flachbleche (Konstruktion Johann, Eisenbahndirektion Altona, bayrische und sächsische Staatsbahnen), zuweilen auch Hängebleche zur Anwendung. Eisenbetonplatten als Fahrbahntafel erfordern nahe liegende Träger und geben eine schwerere Fahrbahn als eine eiserne Tafel, haben aber den Vorteil, keinen Rostschäden unterworfen zu sein. Die Stärke der Bettung von der Oberkante der Fahrbahntafel bis zur Schwellenunterkante soll mindestens 20 cm betragen; für die Breite des Schotterkastens genügen für ein Normalspurgleis 3,3 m.

C. Das Trägergerippe der Fahrbahn.

Bei Brücken von kleiner Spannweite und ausreichender Bauhöhe wird die Fahrbahn unmittelbar auf die entsprechend nahe liegenden Hauptträger gelagert, so daß hier besondere Fahrbahnträger entfallen. In allen anderen Fällen, wo die Fahrbahn zwischen die Hauptträger versenkt ist, oder wo bei oben liegender Fahrbahn ein größerer Hauptträgerabstand Zwischenunterstützungen erfordert, ist ein auf die Hauptträger gelagertes Trägergerippe anzuordnen, das im allgemeinen aus Querträgern und auf diese sich

stützenden Längsträgern (Fahrbahnlängsträger, bei Eisenbahnbrücken ohne Schotterbett Schwellenträger) besteht. Liegen die Querträger sehr nahe, so können die Längsträger wegbleiben, doch ist diese Anordnung selten. Die Querträger liegen senkrecht zu den Hauptträgern, die Längsträger zu ihnen parallel. Nur bei schiefen Brücken kommen auch schiefe Endquerträger zur Anwendung. Abweichend hiervon ist die von Köpcke bei einigen sächsischen Brücken durchgeführte Anordnung, bei der sowohl Quer- wie Längsträger unter etwa 45° schräg zu den Hauptträgern gelegt sind. Es wird dadurch zwar der Windverband erspart, aber das Gesamtgewicht nicht vermindert und es ist der schiefe Anschluß an die Hauptträger konstruktiv sehr ungünstig.

Die Querträger werden in der Regel als vollwandige Blechträger ausgeführt. Auch die hohen Profile der Walzträger (Grey-Träger) finden dafür Verwendung. Bei großen Brückenbreiten sind, besonders früher, auch Gitter- oder Fachwerksquerträger angewendet worden. Jetzt zieht man die vollwandige Ausbildung vor. Die Höhe der Träger wähle man, wenn es die Bauhöhe zuläßt, nicht unter $\frac{1}{7}$ — $\frac{1}{8}$ ihrer Spannweite.

Sind die Hauptträger Fachwerke, so liegen die Querträger in jedem Knotenpunkte des Fachwerks. Ist die Knotenweite größer als etwa 6 m, so schaltet man durch Hilfsstäbe Zwischenknoten ein (Abb. 20, 21). Bei vollwandigen Hauptträgern werden die Querträger in 2,5 bis 5 m Abstand gelegt.

Ist bei oben liegender Bahn genügend Bauhöhe vorhanden, so können die Querträger auf die Obergurte der Hauptträger aufgelagert werden. Die Auflagerung hat mittels Kipplatten zu erfolgen, wobei der Querträger gegen Längs- und Querverschiebung zu sichern ist (Abb. 79).

Sind die Querträger zwischen den Hauptträgern versenkt, so werden sie entweder bei vollwandigen Hauptträgern an die Stegbleche oder bei Fachwerkträgern an lotrechte Stäbe der Ausfachung durch Vernietung fest angeschlossen. Die Verbindung erfolgt dabei immer derart, daß der Steg des Querträgers oder ein an dessen Stelle eingesetztes Anschlußblech zwischen doppelten Winkeln gefaßt wird. Die Abb. 80 u. 77 geben dafür Beispiele. Bei diesen festen Querträgeranschlüssen treten an den Anschlußstellen nicht bloß lotrechte Scherkräfte, sondern auch in gewisser Größe Einspannmomente auf. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn die Hauptträger einen

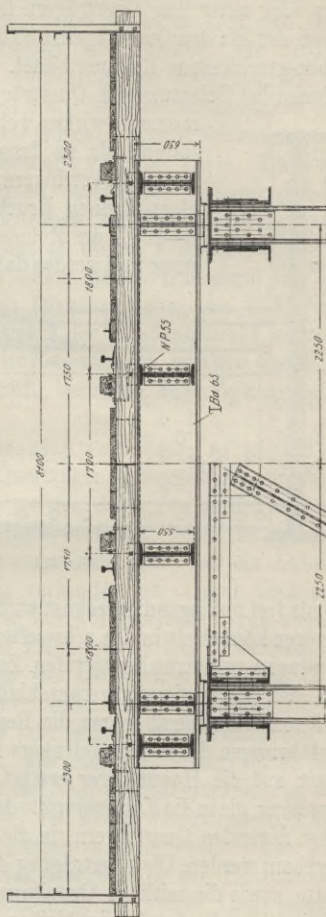


Abb. 79.

über oder unter den Querträgern liegenden Querverband haben, der mit den Querträgern und den senkrechten Wandstäben geschlossene Rahmen bildet. Die in einem solchen Rahmen bei Belastung des Querträgers entstehenden Eckmomente wirken wohl für diesen etwas entlastend, da sie dessen positive Biegemomente verringern, sie erreichen aber nur einen kleinen Bruchteil (selten mehr als 6—10%) des Momentes bei voller Einspannung und werden daher für den Querträger,

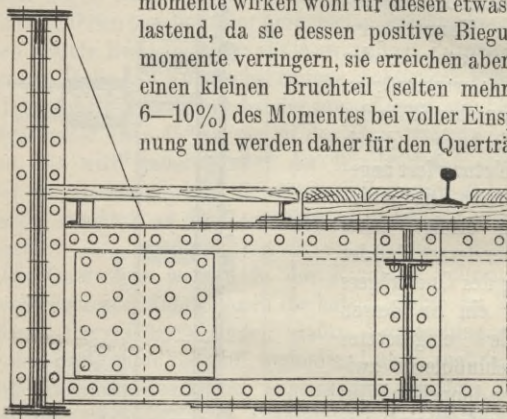


Abb. 80.

der als frei aufliegend gerechnet wird, nicht berücksichtigt. Dagegen können sie in den schwachen Wandstäben größere Biegungsspannungen hervorrufen. Zu ihrer Vermeidung hat man den festen Querträgeranschluß, der allerdings seiner größeren Einfachheit wegen die Regel bildet, in manchen Ausführungen durch eine gelenkige Auflagerung der Querträger auf die Hauptträger ersetzt. Hierzu dienen kleine Kipplager, die in die Knotenpunkte des Untergurtes oder, bei höher liegenden Querträgern, in die lotrechten Wandstäbe eingebaut werden. Die Übertragung der wagerechten Seitenkräfte, sowie die seitliche Absteifung der Hauptträger darf dabei nicht unberücksichtigt bleiben.

Die Fahrbahnlängsträger, die aus Walz- oder Blechträgern gebildet werden, liegen entweder über den Querträgern oder sind zwischen sie versenkt. Ihr Abstand richtet sich nach der Ausführung der Fahrbahntafel und beträgt gegen 1 m bis 1,5 m. Bei Eisenbahnbrücken ohne Schotterbett liegen unter jedem Gleis zwei Schwellenträger, bei Normalspur im Abstände von 1,8—2,0 m. Diese sind gegeneinander durch einen wagerechten Verband, den sog. Schlingerverband, abzustreben. Bei Stützweiten der Längsträger bis zu 5 m genügt es, diesen Verband zwischen je zwei Querträgern aus einem steifen Querriegel und einfachen oder gekreuzten Diagonalstreben aus Winkeleisen zu bilden. Die Längsträger der Straßenbrücken oder von Eisenbahnbrücken mit Schotterbett werden durch die Fahrbahntafel ausgesteift, brauchen daher keinen besonderen Querverband.

Ist ausreichende Bauhöhe vorhanden, so können die Längsträger über die Querträger hinweggeführt und auf sie gelagert werden. Sie werden dann gewöhnlich mit den Obergurten der Querträger vernietet, besser ist eine freie Auflagerung, die aber derart sein muß, daß ein Abheben oder Querverschiebung verhindert ist. Gegen Umkippen sind die Längsträger an der Auflagerstelle durch abgebogene Winkeleisen- oder Flacheisenstützen zu sichern.

Häufiger als die Lage der Längsträger über den Querträgern ist jene zwischen ihnen. Sie wird notwendig bei beschränkter Bauhöhe oder wenn die Fahrbahntafel aus Buckelplatten besteht. Der Anschluß erfolgt durch feste Nietverbindung, wobei der Steg der Längsträger von zwei Winkeleisen gefaßt wird, von denen wenigstens eines über die ganze Höhe des Querträgers reichen soll. Dieser feste Längsträgeranschluß hat allerdings in den Fahrbahnträgern gewisse Nebenspannungen zur Folge. Liegt nämlich

die Fahrbahn nicht in der neutralen Achse der Hauptträger, sondern, wie in der Regel, in der Ebene einer Gurtung, so nimmt sie an deren Formänderung teil und es suchen die Fahrbahnlängsträger den unter einer Belastung entstehenden Längenänderungen der Hauptträgergurtung zu folgen. Wären die Querträger in wagerechter Richtung so steif, daß sie sich nicht ausbiegen, so würde in die Längsträger die gleiche Spannung kommen wie in die Hauptträgergurtung. Durch die wagerechte Ausbiegung der Querträger werden zwar die Spannungen in den Längsträgern beträchtlich verringert, dafür aber ungünstige Beanspruchungen in den Querträgern und Anschlußnieten hervorgerufen, die um so größer sind, je länger der mit den

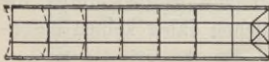


Abb. 81.

Hauptträgern fest verbundene Fahrbahnteil ist. Ist bei einer Brücke der eine Endquerträger wagerecht derart ausgesteift, daß er sich nicht ausbiegen kann — was bei Eisenbahnbrücken der Anordnung eines Bremsträgers zur Aufnahme der Bremskräfte und Anfahrwiderstände entspricht —, so erfahren die Querträger eine gegen das andere Trägerende zunehmende Ausbiegung (Abb. 81). Die Ausbiegung der Endquerträger ist halb so groß, wenn der Bremsträger in die Mitte der Spannweite gelegt wird. Bei längeren Brücken wird man die Wirkung der Längenänderung der Hauptträgergurtung auf die Fahrbahn dadurch beschränken, daß in gewissen Abständen Fahrbahnunterbrechungen gegeben werden, indem man daselbst die Längsträger nicht fest, sondern längsverschieblich an den Querträger anschließt (Abb. 82).

Der feste Anschluß der Längsträger an die Wandbleche der Querträger hat aber auch das Auftreten von Einspannmomenten zur Folge, welche die Querträger auf Verdrehung

und die Anschlußwinkel und Nieten auf Abreißen beanspruchen. Für die Längsträger werden die positiven Biegemomente dadurch allerdings etwas vermindert, doch kann infolge Dehnung und Lockerung der Nieten mit dieser Kontinuitätswirkung auf die Dauer nicht gerechnet werden. Es ist deshalb im Interesse höherer Sicherheit gerechtfertigt, die zwischen Querträgern angeschlossenen Längsträger für freie Auflagerung ohne Rücksicht auf Einspannung zu rechnen. Die Zahl der für die Scherkraft im Auflager eines Längsträgers gerechneten Befestigungsnieten wird man aber um 30 bis 40% vergrößern.

Die Längsträger sind nur dann als kontinuierliche Träger zu bemessen, wenn sie über die Querträger gelagert sind

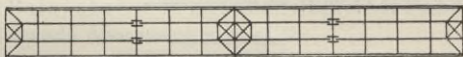


Abb. 82.

oder durch sie hindurchgehen. Letzteres ist bei fachwerksartig ausgebildeten Querträgern möglich, aber man hat bisweilen auch bei Blechquerträgern eine Kupplung der Längsträger durch Zuglaschen ausgeführt, die durch einen Schlitz in der Wand des Querträgers gehen oder über dessen Obergurt hinwegreichen. Dadurch werden wenigstens die Anschlußnieten der Längsträger von der ungünstigen Beanspruchung auf Zug entlastet.

Der längsverschiebliche Anschluß der Längsträger wird meist so durchgeführt, daß der durch aufgenietete Bleche verstärkte Steg des Längsträgers zwischen die Anschlußwinkel am Querträger eingeschoben und auf ein oben abgerundetes Füllstück gelagert wird, das zwischen die Winkel eingenetet ist. Man hat die Längsträger auch auf kleine, an den Querträger angesetzte Blechkonsolen ge-

lagert, doch gibt dies eine größere Außermittigkeit in der Belastung des Querträgers.

Schiefe Brücken, d. h. solche, bei denen die Widerlager- oder Pfeilerfluchten nicht senkrecht zur Brückenlängsachse stehen, erhalten als Abschluß entweder schiefe Endquerträger oder es werden mit deren Weglassung die Fahrbahn- längsträger selbst auf den Pfeilern gelagert, wobei dann eine abgestufte normale Endigung möglich ist. Sind die beiden Hauptträger um mehr als Knotenweite verschoben, so würde sich für die Fahrbahnträger im letzten Fache eine größere Spannweite als für die übrigen Träger ergeben; man schaltet dann im letzten Fache Zwischenquerträger ein, die entweder an den schiefen Endquerträgern anzuschließen oder separat zu lagern sind.

VI. Der Quer- und Windverband.

Zur Aufnahme der auf den Brückenüberbau wagerecht und senkrecht zu seiner Längsachse wirkenden Kräfte, d. i. des Winddruckes und der Seitendrucke der Fahrzeuge, dann aber auch zur Verhinderung des Ausknickens der Druckgurte der Hauptträger ist eine Verstrebung zwischen den Hauptträgern erforderlich, die in zweifacher Art angeordnet wird:

1. als wagerechte, oder in der Fläche der Hauptträgergurte liegende Windverstrebung und
2. in Form von Queraussteifungen oder Querverstrebungen in den lotrechten oder geneigten Ebenen der Ständer oder Druckstreben der Hauptträger.

Querverstrebungen sind für sich allein nicht ausreichend, um den Brückenüberbau zu einem räumlich stabilen System zu machen; es muß hierzu noch mindestens ein

Windverband in der Fläche einer Gurtung treten. Die Stabilität wird aber auch erzielt, wenn bei Weglassung der Querverstrebungen zwei Windverbände, je einer an jeder Hauptträgergurtung, gegeben werden. Treten zu dem doppelten Windverbände noch Querverstrebungen, so wird das räumliche System statisch unbestimmt.

Die Anordnung des Querverbandes richtet sich hauptsächlich nach der Lage der Fahrbahn zu den Hauptträgern.

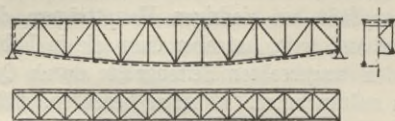


Abb. 83.

Bei Balkenbrücken mit oben liegender Fahrbahn sind folgende Anordnungen möglich:

a) Zwei Windverbände, je einer in der Fläche einer jeden Gurtung, aus schrägen Streben und Pfosten bestehend (Abb. 83). Letztere werden im oberen Verbands durch die Fahrbahnquerträger, im unteren Verbands durch Querriegel gebildet. Der untere Verband stützt sich unmittelbar

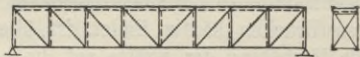


Abb. 84.

in den Lagern der Hauptträger, der obere Windverband gibt seine Kräfte an die Endquerverstrebungen ab, die über den Lagern anzuordnen sind.

b) Es wird nur ein Windverband zwischen den Obergurten gegeben und es werden die Untergurte durch Querverstrebungen gegen den oberen Windverband festgelegt (Abb. 84). Sind die Hauptträger Fachwerkträger, so schließen die Windverbände und Querverstrebungen an

die Knotenpunkte der Hauptträger. Bei Vollwandträgern legt man die Querverstrebungen der Knotenweite des Windverbandes entsprechend in 1,5—2,5 m Abstand.

Bei versenkter Fahrbahn kann die Anordnung a) oder b) gewählt werden: kommt dabei aber die obere Windverstrebung in einen größeren Abstand vom Hauptträgerobergurt zu liegen, so muß sie einen eigenen Windgurt erhalten oder

c) man läßt bei niedrigen Hauptträgern den oberen Windverband weg, hat aber dann die in Fahrbahnhöhe wirkenden wagerechten Seitenkräfte durch Querverstrebungen aufzunehmen. Es ist zu beachten, daß bei dieser Anordnung durch die Winddruckkräfte lotrechte Belastun-

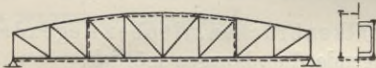


Abb. 85.

gen auf die Hauptträger übertragen werden, die um so größer sind, je höher die Fahrbahn über dem unteren Windverband liegt und je kleiner der Hauptträgerabstand ist.

Die Anordnung zweier Windverbände nebst Querverstrebungen bei oben liegender Fahrbahn, wie man sie bei älteren Brücken häufig findet, ist überflüssig und macht die Verteilung der Kräfte auf die beiden Windstrebensysteme unbestimmt.

Brücken mit tiefliegender Fahrbahn erhalten immer eine Windverstrebung zwischen den Untergurten der Hauptträger und bei für die Freihaltung der Durchfahrt genügend großer Höhe der Träger auch eine solche Verstrebung zwischen den Obergurten. Diese obere Windverstrebung muß auf den mittleren höheren Teil der Träger beschränkt werden, wenn bei Vieleckträgern die Höhe an den Enden dafür nicht mehr ausreicht (Abb. 85). In jedem

Falle muß der obere Windverband seinen Abschluß durch Steifrahmen (Portale) erhalten, die die oben wirkenden Winddruckkräfte auf die Lager und Pfeiler, bzw. auf den unteren Windverband abgeben. Diese, ein geschlossenes Rechteck bildenden Steifrahmen oder Portale, setzen sich aus einem oberen vollen oder gegliederten Riegel, aus senkrechten Wandstäben und dem sie verbindenden Querträger mit entsprechend kräftigen Eckaussteifungen zusammen. Schließen die Hauptträger mit schrägen Endpfosten ab, so kann der Portalrahmen auch in deren schräge Ebene gelegt werden, ist aber dann als ein unten offener Zweigelenkrahmen aufzufassen.

Bei Brücken mit hoch über die Fahrbahn ragenden Tragwänden hat man nebst den beiden Windverbänden auch noch Querverstrebungen in Form von Andreaskreuzen oder Dreiecksausfachung angeordnet. Man erzielt dadurch wohl eine bessere Sicherung der Druckstreben gegen Knickung senkrecht zur Trägerebene, doch bringen diese Querverstrebungen Unbestimmtheiten in das räumliche System und können in den Wandstäben bei einseitiger Belastung der Brückenfahrbahn erhebliche Biegungsspannungen hervorrufen. In der Brückendurchsicht geben sie ein unruhig wirkendes Stabgewirr. Sie werden daher besser weggelassen.

Brücken mit durchgehenden Trägern erhalten ebenso durchgehende Windverstrebungen. Es werden alle Lager der Hauptträger zur Stützung der Windverbände herangezogen, indem man sie entweder unmittelbar oder mittels Querverstrebungen oder Steifrahmen über den Pfeilern an die aufgelagerten Knotenpunkte anschließt. Bei Auslegerbrücken darf die Gelenkwirkung in den Hauptträgern durch die Windverbände nicht behindert oder aufgehoben werden. Sind die Gelenke fest, d. h. nicht längsverschieb-

lich, so kann der Windverband als ein durchgehender Träger ohne Gelenk aufgefaßt werden, wenn seine Ebene durch die Mittelpunkte der Hauptträgergelenke geht. Bei über oder unter den Gelenken liegendem Windverbände oder bei längsverschieblichen Hauptträgergelenken ist auch der Windverband als Auslegerträger mit längsverschieblichen Gelenken auszubilden.

Reichen die Obergurte der Hauptträger nicht über das freizuhaltende Durchfahrtsprofil der Brücke, so kann nur ein unterer Windverband zwischen den Untergurten gegeben werden. Es entsteht eine sog. offene oder Trogbücke (Abb. 86), bei der die Seitensteifigkeit der Druckgurte durch die senkrechten Wandstäbe und deren steife

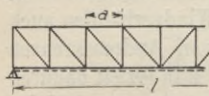
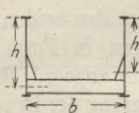


Abb. 86.



Verbindung mit den Querträgern, d. h. durch steife, oben offene Halbrahmen, zu sichern ist. Die

Sicherheit des Druckgurtes gegen seitliches Ausknicken verlangt eine gewisse Rahmensteifigkeit. Diese drückt sich durch die Kraft A aus, die wagerecht an den Kopfenden der Rahmenpfosten angreifend die Ausbiegung 1 hervorruft. Mit den Bezeichnungen der Abb. 86 und bei dem Trägheitsmoment J_1 des Wandstabes, J_2 des Querträgers ist der vorhandene Rahmenwiderstand

$$A = \frac{6 E J_1 J_2}{2 h'^3 J_2 + 3 h^2 b J_1}$$

Ist S die größte Gurtkraft, J das Trägheitsmoment des Gurtquerschnittes für die senkrechte Schwerachse, F dessen Fläche und i der Trägheitshalbmesser, a die Knotenweite, so ist bei n -facher Sicherheit gegen Ausknicken die erforderliche Rahmensteifigkeit

$$A = \frac{2nS}{a} \Phi,$$

worin

$$\Phi = \left[3 - \left(\frac{\varphi}{\pi} \right)^2 \right] \frac{\sqrt{\varphi} - \sqrt{\sin \varphi}}{\sqrt{\varphi} + \sqrt{\sin \varphi}}$$

und auf kg und cm bezogen für Flußeisen

$$\varphi = \frac{11,4}{3100 - \frac{nS}{F}} \frac{a}{i} \pi.$$

Der Sicherheitsgrad n kann natürlich nicht größer erhalten werden, als er der Knickung auf Knotenweite entspricht, d. h. $n_{\max} = \left(3100 - 11,4 \frac{a}{i} \right) \frac{F}{S}$.

Als Windverband kann bei kleinem Hauptträgerabstand ein einfacher Strebenzug genügen. Die Windstreben nehmen dann die ganze Querkraft eines jeden Faches auf und sind auf Druck für ihre ganze Länge als Knicklänge zu bemessen. In der Regel ordnet man aber ein doppeltes Windstreben-system an, zu dem meist auch normale Pfosten treten, die durch die Querträger oder besondere Querriegel gebildet werden. Die Streben sind alle steif auszubilden und auf Druck für die halbe Querkraft zu berechnen. Ist der Abstand der Hauptträger größer als die $1\frac{1}{2}$ fache Knotenweite, so läßt man entweder die Windstreben mit Unterstützung ihres Kreuzungspunktes über zwei Fachweiten reichen oder ordnet besser eine K -Ausfachung an.

Die Windstreben werden mittels Knotenblechen an die Hauptträgergurte angeschlossen; ihre Achsen sollen sich in der Achse der Gurtung treffen.

Bei Brücken mit hohen Tragwänden ist auch die Stabilität des Überbaues gegenüber den einwirkenden Seitenkräften zu untersuchen und gegen Umkippen der unbelasteten Brücke durch den Winddruck eine mindestens zweifache Sicherheit nachzuweisen. Es kann dies dazu veranlassen, die Träger weiter, als es die Verkehrsbahn erfordert, auseinanderzurücken oder die Tragwände in schwach geneigte Ebenen zu legen (Cernawoda-Brücke, Brücke über den Firth-of-Forth).

VII. Die Auflager und Gelenke der Balkenträger.

Die Hauptträger eines Brückenüberbaues sind auf die Widerlager oder Pfeiler so zu lagern, daß ihre lotrechten und wagerechten Kräfte unter Einhaltung der zulässigen Materialbeanspruchung und mit Vermeidung unbeabsichtigter Unbestimmtheiten in der Kräftewirkung übertragen werden. Die Lagerkonstruktionen haben demnach mehrfache Anforderungen zu erfüllen.

1. Sie haben den Auflagerdruck auf eine genügend große Fläche des Pfeilermauerwerks zu verteilen. Die Größe der Lagerplatte ist so zu bemessen, daß bei kleineren Lagern der Druck 20—25 kg/cm², bei großen auf harten Stein zu versetzenden Lagern 35—40 kg/cm² nicht übersteigt. Das satte Aufliegen der eisernen Lagerplatten auf den Auflagsteinen wird bei kleinen Lagern durch Untergießen mit dünnflüssigem Zementmörtel erzielt; große Platten versetzt man auf Bleiunterlagen von 3—10 mm Stärke.

2. Das Lager hat die Angriffsstelle des Stützendruckes festzulegen. Dieser Anforderung entsprechen die Kipplager,

die eine Drehung des Trägers an seiner Auflagerstelle ermöglichen. Gewöhnlich ist diese Drehung nur auf die Trägerebene beschränkt. Der Stützkörper ist dann ein zur Trägerebene senkrecht stehender Zylinderabschnitt, auf

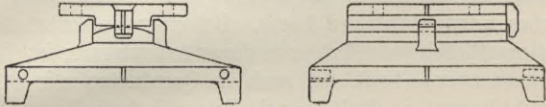


Abb. 87.

den der Träger entweder mit einer ebenen oder ebenfalls zylindrischen Fläche von größerem Krümmungshalbmesser aufliegt — Wälzungskipp lager, Tangentialkipp lager oder Linienkipp lager (Abb. 87) — oder den er mit einer konzentrischen Schale umgreift, Zapfenkipp lager (Abb. 88).

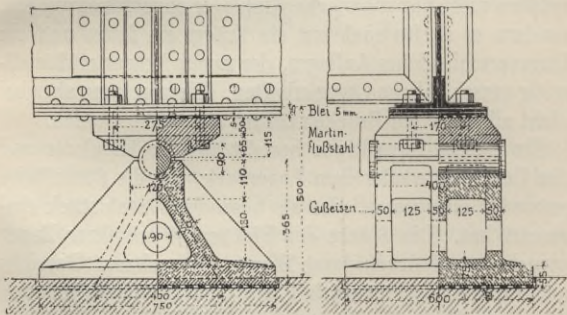


Abb. 88.

Soll aber auch eine Drehung senkrecht zur Trägerebene möglich gemacht werden, so ist der Stützkörper mit einer sphärischen Fläche (Kugelkalotte) und das Lager als Punkt kipp lager oder als Kugelzapfenlager (Abb. 91) auszubilden.

3. Dort, wo es das in der Rechnung vorausgesetzte statische Verhalten des Tragwerks erfordert, d. i. bei Balkenträgern, sind solche Lager anzuordnen, die Verschiebungen des Stützpunktes zulassen. Ein Balkenträger erhält nur ein festes und im übrigen nach seiner Längsachse verschiebliche Lager. Bei einer Balkenbrücke ist gewöhnlich jeder Träger in dieser Art gelagert; ist die Brücke aber so breit, daß auch die Querdilatation in Betracht kommt, so dürfte nur ein Träger ein festes Lager erhalten, das gegenüberstehende Lager des zweiten Trägers müßte nach der Querrichtung verschieblich sein. Am anderen Ende wäre der erste Träger längsverschieblich, der zweite nach der Diagonalrichtung oder längs- und quer-verschieblich zu lagern. Soll auch für die Winddruckkräfte eine statisch bestimmte Auflagerung erzielt werden, so müßten nicht nur sphärische Kipplager angeordnet werden, sondern es dürfte auch nur ein Träger ein festes und ein längsverschiebliches Auflager, der zweite Träger müßte allseitig verschiebliche Lager erhalten. Hiervon kann aber bei nicht allzu breiten Brücken immer abgesehen werden.

Ein festes Kipplager besteht aus der Kipplatte und der Lagerplatte oder dem Lagerbock, der die Stützfläche entweder angegossen oder als besonderes Stahlstück eingesetzt hat. Die Stärke der Platten ist aus ihrer Beanspruchung auf Bruch durch Biegung zu rechnen. Bezeichnet A den Auflagerdruck in t , $\lambda = l : b$ das Verhältnis von Länge zur Breite der Platte, h ihre Stärke in der Mitte bei massiver Ausführung in cm, so mache man für Flußstahlguß mindestens $h = \frac{1}{2} \sqrt{3 A \lambda}$. Bei großen Auflagerkräften wird der Lagerbock auch als Rippenkörper ausgeführt.

Abb. 87 zeigt ein festes Linienkipplager für 125—300 t Auflagerdruck nach den deutschen Normenentwürfen. Die untere Platte ist mit Eckansätzen in den Auflagerstein ein-

gelassen und der mit der Kipplatte verschraubte Träger wird durch Nasenansätze an den Platten gegen Längs- und Querverschiebung gesichert.

Abb. 88 stellt ein Zapfenkipplager mit gußeisernem Lagerbock dar.

Für die Krümmungshalbmesser der Stützflächen gelten die Formeln:

für zylindrische Zapfen von der Länge l

$$r = 0,7 \text{ bis } 2,0 \frac{A}{l},$$

für Linienkipplager Gußeisen auf Stahl

$$r_1 = 15,4 \frac{A}{l} (1 - \alpha),$$

Stahlguß auf Stahl $r_1 = 8 \frac{A}{l} (1 - \alpha),$

A Auflagerdruck in t $\alpha = \frac{r_1}{r_2} < 0,8.$

Die beweglichen Lager werden zumeist als Rollenlager, dann auch als Stelzen- und Pendellager ausgeführt. Gleitlager, bei denen die Verschiebung mit Überwindung der gleitenden Reibung zwischen den Auflagerplatten vor sich gehen kann, sind nur für kleine Auflagerdrücke und Spannweiten bis etwa 10 m anzuwenden.

Die Rollen oder Walzen, d. s. volle Kreiszyylinder, liegen auf der festen Grundplatte des Lagers und tragen ein Kipp- lager von einer der oben beschriebenen Bauarten. Die Verschiebung dieses letzteren gegen die feste Grundplatte erfolgt durch Abwälzen der Rollen, wobei diese einen Weg gleich der Hälfte der Verschiebung zurücklegen. Die Verschiebungsgrenzen sind aus der Temperaturwirkung und aus jener der Belastung zu berechnen.

Da hiernach die Rollen nur in einem kleineren Teil ihres Umfanges zur Abwälzung kommen, so hat man an Stelle der Vollwalzen auch Walzensegmente, die sog. Flachwalzen oder Stelzen verwendet (Abb. 91). Diese müssen natürlich eine solche Breite erhalten, daß auch bei größter Verschiebung noch kein Kippen eintritt. Die Gefahr des Kippens ist aber nicht ausgeschlossen, wenn Pfeiler- oder Widerlagerbewegungen zu befürchten sind. Man bevorzugt daher jetzt allgemein die Walzenlager.

Bei mehr als zwei Walzen ist auf eine vollkommen gleiche Verteilung des Auflagerdruckes auf sie nicht zu rechnen.

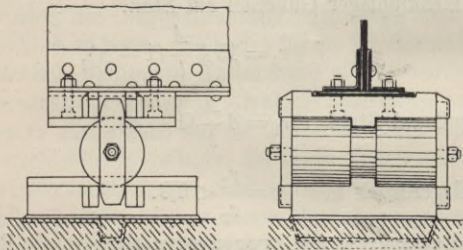


Abb. 89.

Wenn möglich, trachtet man daher mit zwei Walzen auszukommen. Bei n Walzen vom Durchmesser d (cm) und der Länge l (cm) kann man bei dem Auflagerdruck A (t) für Stahlkörper setzen $nld = 16 A$. Bei mehr als zwei Walzen rechne man aber wegen der ungleichen Druckverteilung mit dem $\frac{5n-2}{4n}$ -fachen Wert von A . Den Durchmesser der Vollwalzen macht man wohl nicht größer als 40 cm.

Für Auflagerdrücke bis zu etwa 100 t genügen Einrollenlager, mit denen zugleich eine Kipplagerung verbunden ist (Abb. 89). Die Rolle kann hier bei größerem Durchmesser auch durch eine Stelze ersetzt werden.

Die Rollen sind in ihrem gegenseitigen Abstände und ihrer Parallelstellung durch Führungen zu sichern, die auch ungewollte Verschiebungen gegen die Grundplatte verhindern sollen. Hierzu dienen meist zwei Flacheisen oder Winkeleisen, die lose auf in den Rollen befestigten Stiften aufgesteckt und durch Verbindung ihrer überstehenden Enden zu einem Rahmen vereinigt sind. Um aber bleibende Verschiebungen der Rollen gegen die Lagerteile zu verhindern, sind Zwangsführungen anzubringen, in der Art, daß an den Stirnflächen einer Rolle ein senkrechtcs Flacheisen befestigt ist, dessen zahnförmig gestaltete Enden

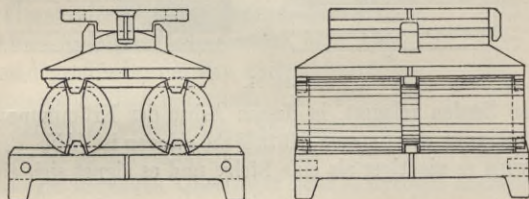


Abb. 90.

zwischen Vorsprünge der Grundplatte und des Lagerkörpers eingreifen. Bei dem deutschen Normenentwurf für ein Zweirollenlager (Abb. 90) ist der Führungsrahmen weggelassen und statt dessen für jede Rolle an der Grundplatte und dem Sattelstück beiderseits ein Zahn angebracht, der in eine trichterförmig erweiterte Nute an der Stirnseite der Rolle eingreift.

Die Walzen haben die senkrecht zur Brückenachse wirkenden wagrechten Kräfte aufzunehmen. Man versieht sie zu diesem Zwecke mit Bundringen, mit welchen sie die Lagerplatten übergreifen, oder besser, man gibt ihnen in ihrer Mitte eine 40—50 mm breite Nute, in die leistenförmige Erhöhungen der Grundplatte sowie der Überlagsplatte eingreifen.

Pendellager verbinden, gleich den Einrollen- oder Einstelzenlagern, die Längsbeweglichkeit mit der Kipp-
lagerung. Wird der pendelförmige Stützkörper oben in

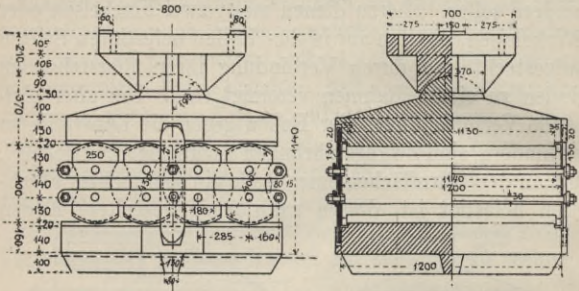


Abb. 91.

einen Zapfen gelagert, in dessen Achse der Krümmungsmittelpunkt der unteren Stützfläche gelegen ist (Abb. 92), so wird er niedriger als eine Stelze und es eignet sich ein

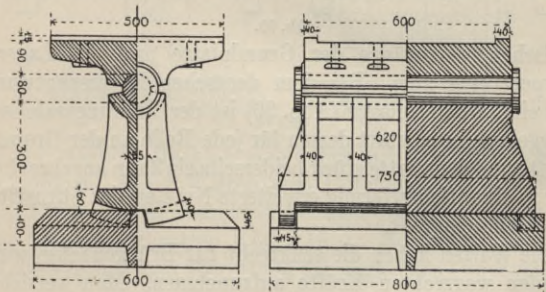


Abb. 92.

solches Lager für Träger von mittlerer Spannweite mit Auflagerdrücken bis etwa 200—300 t.

Pendelstützen, welche oben und unten gelenkig gelagert sind (Abb. 93), müssen eine genügend große Länge erhalten,

damit bei einer Verschiebung nur kleine Senkungen oder Hebungen des Auflagerpunktes eintreten. Sie finden als bewegliche Auflager für einfache Balkenbrücken nur ausnahmsweise Anwendung, häufiger für durchgehende Träger als deren Mittelstützen oder für die Auflagerung der Schwebeträger auf den Kragarmen der Auslegerbrücken.

Verankerte Auflager werden dort notwendig, wo die Gefahr des Abhebens von der Stütze vorhanden ist, d. h. wo an den Enden kontinuierlicher oder Gerberträger negative Stützenkräfte auftreten können. Das von den Anker gefaßte Pfeilergewicht muß hinreichend groß sein, um den nach aufwärts gerichteten Kräften mit mindestens zweifacher Sicherheit zu widerstehen. Die Anker können entweder an den Hauptträgern selbst oder an dem über dem Auflager liegenden Querträger oder Querriegel angreifen. Bei beweglicher, längsverschieblicher Auflagerung muß dafür gesorgt werden, daß die Beweglichkeit durch die Verankerung nicht behindert wird.

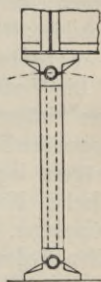


Abb. 93.

Die Gelenke der Auslegerbrücken.

Die Gelenklager der Auslegerbrücken haben von der Belastung nur lotrechte Drücke aufzunehmen. Sie können sonach so wie die Lager einfacher Balkenträger ausgeführt werden. Nur die Gelenke der Mittelgelenkbalken (siehe S. 52) sind für lotrechten Druck und Zug auszubilden.

Von den beiden in einem Felde liegenden Gelenken eines Gerberträgers wird gewöhnlich das eine fest, das andere längsverschieblich ausgeführt, wenn man es nicht bei kleineren Spannweiten vorzieht, beide Gelenke fest auszubilden und den Träger auf einem Mittelpfeiler längsverschieblich zu lagern.

Man führt die festen Gelenke als Bolzengelenke oder als Kipplager aus; die beweglichen Gelenke werden entweder nach Art der oben besprochenen Gleit-, Rollen-, Stelzen- oder Pendellager ausgeführt oder sie werden durch eine Pendelstütze oder durch ein Hängependel gebildet; für kleinere Träger kann letzteres auch durch ein Federgelenk ersetzt werden.

Die Verbindung mittels Gelenkbolzen erfolgt bei Fachwerkträgern in dem Knotenpunkte einer Gurtung; der gegenüberliegende Gurt ist zu unterbrechen. Bei Blechträgern lagert man den Bolzen in die verstärkten Stegbleche. Meist werden aber die einfacher auszuführenden Kipplager, die überdies auch den Vorzug haben, daß sie in allen Teilen besser zugänglich sind, den Bolzengelenken vorgezogen. Am einfachsten wird die Anordnung bei unmittelbarer Auflagerung des Schwebeträgers auf die Obergurte der Kragträger. Sollen aber die Gurtachsen am Gelenk durchgehen, so werden Absätze in den Ständern oder kleine Konsolenansätze notwendig, welche die Kipplager aufnehmen. Will man die Unterbrechung des Trägers an den Gelenkstellen weniger offensichtlich machen, so baut man das Lager in den kastenförmig gestalteten Endständer des Kragträgers ein, in den das entsprechend ausgebildete Ende des Schwebeträgers oder dessen Endständer eingeschoben wird. Das Lager kann hier entweder an den Untergurt der Träger gelegt (Donaubrücke bei Cernawoda) oder in die Mitte des Ständers eingebaut werden (Moldaubrücke bei Cerwena).

Mit den festen Kipplagern korrespondiert in den längsbeweglichen Gelenken die Auflagerung auf verschieblichen Kipplagern, und zwar kann man sich bei kleiner Stützweite des Schwebeträgers mit einfachen Gleitkipplagern behelfen, sonst werden gern Einrollen- oder Einstelzenlager angeord-

net. Für große Auflagerdrucke werden aber Einzelstelzen zu hoch und besser durch ein Stützpendel ersetzt. Bei diesem lagert der Obergurt des Schwebeträgers mittels eines Gelenkzapfens auf einer in den Endständern des Kragarmes eingebauten Pendelstütze, die mit einem eben solchen Gelenkzapfen oder, bei kurzen Pendeln, mit einer aus dem Mittelpunkt des oberen Gelenkzapfens gekrümmten zylindrischen Lagerfläche auf dem Untergurt des Kragträgers aufsteht. Eine allseitige Beweglichkeit des Gelenkes wird durch eine Pendelstütze erzielt, die oben und unten Kugelzapfenlager erhält. In dieser Art sind die Auflager der Schwebeträger der Firth-of-Forth-Brücke ausgebildet. Die wagrechten Längs- und Seitenkräfte werden durch eine Verbolzung der Endquerträger des Kragarmes und Schwebeträgers aufgenommen.

Anstatt den Schwebeträger auf den Kragarm zu stützen, kann er auch daran angehängt werden. Die dazu dienenden Hängependel müssen eine entsprechende Länge erhalten. Sie bestehen aus einfachen oder doppelten Stangen von Rechteckquerschnitt oder aus durch Winkeleisen ausgesteiften Flacheisen und werden unter entsprechender Verstärkung des Auges an Bolzen angeschlossen, von denen der untere im Untergurtknoten des Schwebeträgers, der obere im Obergurt des Kragträgers oder in dessen Endständern sitzt (Ruhort-Homberger Rheinbrücke).

Bei kleinen Stützkräften, so besonders bei Blechträgern, hat man solche Hängependel durch Federplatten gebildet, d. s. senkrechte Bleche, die oben an den Kragarm, unten an den Schwebeträger genietet sind. Zwischen den Nietstellen muß aber eine genügende Länge frei bleiben, da sonst die Bleche zu stark auf Biegung beansprucht werden.

Register.

- Abminderungszahl für Knickung** 18.
Auflager 96.
Auslegerträger 22, 45.
- Baustahl (St 48)** 10.
Baustoff der eisernen Brücken 5.
Belageisen 75.
Berechnung auf Knickung 17—20.
Bewegliche Lager 99.
Blechträger 24.
Buckelplatten 77.
- Dimensionierungsmethoden** 12.
Druckstäbe, Dimensionierung 17.
 — geteilte 19.
- Eisenbeton-Fahrbahntafel** 80.
- Fachwerksträger** 32.
 — Berechnung 37.
Fahrbahnlage 72.
Fahrbahndecke 73.
Fahrbahntafel 75.
Fahrbahnträger 83, 87.
Fahrbahn der Eisenbahnbrücken 81.
Flachbleche 80.
Flacheisengitterbrücken 31.
Flußbrücken 6.
Flußstahl von Normalgüte 7.
- Gegendiagonalen** 35.
Gelenke in Balkenträgern 22.
Gerberträger 22, 45.
Gurtquerschnitte 59.
- Hängebleche** 78.
Haeseler-Träger 35.
Halbparabelträger 42.
- Kipplager** 97.
Knicklänge der Stäbe 57.
Knickung 17—20.
Knickzahl 19, 20.
Knotenbleche 66.
Knotenpunktverbindungen 65.
Kontinuierliche Träger 22, 43.
- Längsträger der Fahrbahn** 87.
Launhardt-Weyrauch-Formel 14.
Linien-Kipplager 97.
- Martinstahl** 6.
Methoden der Dimensionenbestimmung der eisernen Brücken 12.
Mittelgelenkbalken 52.
Montage-Stoß 70.
- Nickelstahl** 8.
- Parabelträger** 39.
Parallelträger 36.
- Pauli-Träger** 39.
Pendellager 102.
- Qualitätsziffern für Stahl** 7.
Querträger 84.
Querverband 90.
- Rahmensteifigkeit** 94.
Rahmenträger 54.
Rollenlager 99.
- Schweißbrücken** 6.
Schwedlerträger 40.
Seitensteifigkeit der Trogbauwerke 94.
Si-Stahl 11.
Stahl von Sondergüte 7.
Stahl, hochwertiger 10.
Ständerfachwerk 32.
Stelzenlager 100.
Stoßzahl 15, 16.
Strebenfachwerk 32.
- Trogbrücken** 94.
- Vierendeelträger** 54.
Vollwandträger 54.
- Walzenlager** 99.
Wandstabquerschnitte 63.
Wechselstäbe 14.
Windverband 91.
- Zapfen-Kipplager** 97.
Zores-Eisen 75.
Zulässige Beanspruchung 13, 16.



Walter de Gruyter & Co.
Postscheckkonto:



Berlin W 10 und Leipzig
Berlin NW 7 Nr. 59533

Gründungen der Brücken

Von

Prof. Th. Janssen

Mit 40 Abbildgn. 1920. (Sammlg. Göschen Bd. 803)

Die allgemeinen Grundlagen des Brückenbaues

Von

Dr.-Ing. K. Schaechterle

Mit 59 Abbildgn. 1927. (Sammlg. Göschen Bd. 687)

Eisenbetonbrücken

Von

Dr.-Ing. K. W. Schaechterle

Mit 106 Abbildgn. 1920. (Sammlg. Göschen Bd. 627)

Holzbrücken

Von

Dr.-Ing. K. Schaechterle

Mit 217 Abbildgn. 1927. (Sammlg. Göschen Bd. 964)

Jeder Band geb. M 1.50

Walter de Gruyter & Co.
Postscheckkonto:



Berlin W 10 und Leipzig
Berlin NW 7 Nr. 59533

Statik

Von

Prof. Dipl.-Ing. W. Hauber

- I. Teil: Die Grundlehren der Statik starrer Körper. Mit 82 Figuren. 1921. (Sammlg. Göschen Bd. 178)
- II. Teil: Angewandte (techn.) Statik. Mit 61 Figuren. 1922. (Sammlg. Göschen Bd. 179)
-

Elastizitätslehre

für Ingenieure

Von

Prof. Dr.-Ing. Max Enßlin

- I: Grundlagen und Allgemeines über Spannungszustände, Zylinder, Ebene Platten, Torsion, Gekrümmte Träger. Mit 65 Abbildgn. 1921. (Sammlg. Göschen Bd. 519)
- II: Statisch unbestimmte Konstruktionen, Sätze von Castigliano und Maxwell, Dreimomentensatz, Vorspannungen, Temperaturspannungen, Fachwerke mit überzähligen Stützpunkten und überzähligen Stäben, Prinzip der virtuellen Verrückungen, Verschiebungsplan. Mit 44 Figuren. 1927. (Sammlg. Göschen Bd. 957)

Jeder Band geb. M 1.50

2,00

S-96

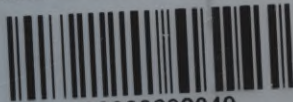
Biblioteka Politechniki Krakowskiej



I-301350



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000298049

ZSI ZSI