

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

L. inw. ~~2284~~

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297570

x  
1024/2



1/2 fr

# Der Brückenbau.

---

173.

3

558  
—  
84



# Der Brückenbau.

Nach Vorträgen,

gehalten an der deutschen technischen Hochschule in Prag

von

Dpl. Ingenieur **Joseph Melan**

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

I. Band.

## Einleitung und hölzerne Brücken.

Mit 291 Abbildungen im Text und einer Tafel.

*F. Nr. 28 699*



LEIPZIG UND WIEN.

FRANZ DEUTICKE.

1910.

*558*

*84.*



II 349460

**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW**

~~II 9984~~

Verlags-No. 1554.

X. u. k. Hofbuchdruckerei Carl Fromme in Wien.

Akc. Nr. ~~9984~~ / 49

BPK-B-265/2017

## Vorwort.

---

Mit der Herausgabe des im ersten Bande vorliegenden Werkes verfolgt der Verfasser vor allem den durch die Erfahrung als wünschenswert erkannten Zweck, den Studierenden des Brückenbaues, denen die Vorträge selbst nicht genügend Beispielmateriale und insbesondere auch nicht Gelegenheit zur Sammlung guter Konstruktionszeichnungen bieten können, ein nicht allzu umfangreiches, aber doch die wichtigsten Konstruktionsformen des Brückenbaues unter Beibringung guter Ausführungsbeispiele behandelndes Lehrbuch an die Hand zu geben, welches nicht weniger, aber auch nicht viel mehr enthalten soll, als im Rahmen der ordentlichen Hochschulvorträge in diesem Fache gelehrt werden kann.

Mit diesem Programme dürfte sich auch das Erscheinen des Werkes der Tatsache gegenüber rechtfertigen lassen, daß es der deutschen Literatur an ausgezeichneten Sammelwerken und Lehrbüchern des Brückenbaues durchaus nicht mangelt, die aber für das Studium des Anfängers entweder zu umfangreich angelegt sind oder sich in großer Ausführlichkeit auf Spezialgebiete, insbesondere auf den Eisenbrückenbau beschränken. Die der Neuzeit angehörenden Fortschritte im Baue der Steinbrücken, die Anwendung der modernen Bauweisen in Eisenbeton auf Brücken finden wir durch eine allerdings recht reiche Sonderliteratur vertreten, in den allgemeinen Werken über Brückenbau aber verhältnismäßig wenig berücksichtigt.

In der Anordnung und Behandlung des Stoffes schließt sich das Werk vollständig den Vorträgen des Verfassers an. Es wird in drei Bänden die Einleitung in den Brückenbau und die Holzbrücken, dann die Steinbrücken und Brücken aus Eisenbeton, endlich die eisernen Brücken behandeln.

Der vorliegende erste Band mag vor allem von dem Gesichtspunkte aus beurteilt werden, daß er für Anfänger im Studium bestimmt ist, bei welchen weder die völlige Vertrautheit mit den Lehren der Baustatik noch irgendwelche Gewandtheit im Konstruieren voraus-

gesetzt werden kann. Es wird daher in der Einleitung ein kurzer Abriß der Theorie der Balkenträger gegeben und es werden bei den Holzbrücken die konstruktiven Elemente vielleicht etwas ausführlicher, als es sonst notwendig erscheinen könnte, besprochen. Demungeachtet wird aber auch der Fachmann darin manches Eigenartige und vielleicht auch in der Behandlung Neue finden, was ihm des Interesses wert sein dürfte. Es wird diesbezüglich auf die Berechnung der zusammengesetzten Holzträger, welche ein zuerst von Bittner gegebenes Verfahren ausgestaltet, und ferner auf die Theorie der einfachen und mehrfachen Sprengwerke verwiesen.

Im allgemeinen war der Verfasser in diesem wie in den folgenden Teilen des Werkes bemüht, durch gründliches Eingehen auf konstruktive Einzelheiten und auf die beim Entwurfe einer Brückenkonstruktion sich ergebenden Fragen, sowie durch Aufnahme guter Ausführungsbeispiele ein für den Unterricht brauchbares Lehrbuch zu liefern, das auch der in der Praxis stehende Fachmann in gegebenen Fällen mit Nutzen wird zu Rate ziehen können.

Der zweite Band des Werkes, dessen Hinausgabe bald folgen soll, wird unter Voranstellung der Theorie der massiven Bogenträger und Gewölbe die Brücken in Stein, Beton und Eisenbeton behandeln.

Prag, im November 1909.

**Der Verfasser.**

# Inhaltsverzeichnis des ersten Bandes.

## Erster Abschnitt. Einleitung.

<b>I. Kapitel. Anordnung der Brücken im allgemeinen.</b>	Seite
Einteilung und Benennung der Brücken . . . . .	2
Wahl des Materiales für den Überbau . . . . .	12
Anordnung der Brücken im allgemeinen . . . . .	19
Ermittlung der Brückenlichtweite . . . . .	24
Wahl der Spannweiten der einzelnen Öffnungen . . . . .	31
Abmessungen des Brückenquerschnittes . . . . .	35
Angreifende Kräfte . . . . .	38
Eigengewicht . . . . .	39
Verkehrsbelastung . . . . .	39
Dynamische Wirkungen der Verkehrslast . . . . .	46
Winddruck . . . . .	48
Temperaturänderungen . . . . .	50
Fliehkraft in Bahnkurven und Seitenkräfte der Fahrzeuge . . . . .	52
Längskräfte in Richtung des Zuges . . . . .	53
Die Hauptteile und Konstruktionssysteme des Brückenüberbaues . . . . .	53

## II. Kapitel. Theorie des Balkenträgers.

Die äußeren Kräfte des einfachen Balkenträgers mit freier Auflagerung	59
Ständige Belastung . . . . .	59
Mobile Belastung . . . . .	63
Mittelbare Belastung . . . . .	76
Die äußeren Kräfte des teilweise eingespannten und des kontinuierlichen Balkens . . . . .	81
Der ausgekragte Träger und der kontinuierliche Gelenkträger	82
Der eingespannte Träger . . . . .	85
Der kontinuierliche Träger . . . . .	89

## Zweiter Abschnitt. Hölzerne Brücken.

### I. Kapitel. Der Baustoff und die Elemente der Holzkonstruktionen.

Das Holz und dessen elastische und Festigkeitseigenschaften . . . . .	97
Mittelwerte der Festigkeitszahlen . . . . .	99
Inanspruchnahmen für Nadelholz . . . . .	101
Berechnung der Holzstreben auf Knickung . . . . .	102
Dimensionen und Einteilung des Bauholzes . . . . .	106
Holzverbindungen und eiserne Verbindungsteile . . . . .	108

	Seite
<b>II. Kapitel. Die Bahn der hölzernen Brücken.</b>	
Die Bahn der Straßenbrücken . . . . .	121
Die Bahnkonstruktion der Eisenbahnbrücken . . . . .	128
<b>III. Kapitel. Das Tragwerk der hölzernen Brücken.</b>	
Die einfachen hölzernen Balkenbrücken . . . . .	137
Auflagerung mittels Sattelhölzern . . . . .	143
Sattelhölzer mit Kopfstreben . . . . .	150
Brücken mit Trägern aus zusammengesetzten Holzbalken . . . . .	155
Berechnung der zusammengesetzten Holzträger . . . . .	160
Die hölzernen Sprengwerksbrücken . . . . .	175
Berechnung der Sprengwerke . . . . .	178
Konstruktive Durchführung . . . . .	192
Hölzerne Gitter- und Fachwerksbrücken . . . . .	202
Konstruktive Durchbildung des Howe'schen Trägers . . . . .	215
<b>IV. Kapitel. Die hölzernen Pfeiler . . . . .</b>	
Die zulässige Belastung der Jochpfähle . . . . .	242

---

### Literaturangaben über hölzerne Brücken.

- E. Winkler**, Vorträge über Brückenbau, 1. Heft. Wien 1877.  
**Heinzerling**, Hölzerne Brücken und Lehrgerüste. Leipzig 1891.  
**Thullie**, Mosty drewmane, Lemberg 1895.  
**Strukel**, Der Brückenbau I. Feste hölzerne und eiserne Brücken. Leipzig 1900.  
**Tschertou**, Der Brückenbau. Wiesbaden 1903.  
**Schweizerische Bauzeitung**, 1903 Nov. Die provisorische Rheinbrücke zu Basel.  
                   "                  "                  1907 Nov. Dienstbahn von Fruttingen nach Kandersteg.

---

### Berichtigung.

Die Abb. 276 auf Seite 232 bezieht sich nicht auf die Hetzinselbrücke, sondern auf die vom städt. Baurat Soukup projektierte provisorische Brücke in Holleschowitz bei Prag.

---

## Erster Abschnitt.

### Einleitung.

#### 1. Kapitel. Anordnung der Brücken im Allgemeinen.

§ 1. Die Tätigkeit des Bauingenieurs umfaßt drei Haupt-richtungen: 1. Die Schaffung von bewohnbaren oder für Unter-bringung von Gütern oder zur Herstellung von Fabrikaten benutz-baren Räumen; 2. die Zügelung und Nutzbarmachung von Gewässern; 3. die Herstellung von Verkehrswegen zu Lande.

Wir teilen hiernach die Ingenieurbauwerke in Hochbauten, Wasserbauten und Verkehrsbauten.

Unter den Verkehrsbauten spielen jene Bauwerke eine wichtige Rolle, welche dazu bestimmt sind, einen Verkehrsweg so über ein Hindernis hinwegzuführen, daß unterhalb der geschaffenen Bahn ein freier Raum verbleibt. Wir nennen alle derartigen Bauwerke „Brücken“ und jenen besonderen Zweig der Ingenieurwissenschaften, der sich mit der Projektierung und Ausführung dieser Bauten befaßt, den „Brückenbau“.

Bis vor etwa 100 Jahren stand, gleich der übrigen Ingenieur-tätigkeit, auch der Brückenbau fast ganz auf dem Boden der Empirie; heute ist daraus eine Wissenschaft geworden, die wie kaum ein anderes Fach des Ingenieurs in enger Beziehung zu den mathe-matischen und Naturwissenschaften steht und in ihrer heutigen Aus-bildung ganz und gar auf den Grundlagen fußt, welche die Fort-schritte in dem auf die Baukonstruktionen angewandten Zweige der Mechanik — der Baustatik — geschaffen haben.

Der Brückenbau steht aber auch in naher Beziehung zum Wasserbau, zur Architektur, zur Technologie und die Ausführung eiserner oder beweglicher Brücken betreffend, zu gewissen Zweigen des Maschinenbaues.

§ 2. Bei einer Brücke lassen sich in der Regel zwei Hauptteile unterscheiden. Diese sind:

1. Der Unterbau, welcher die unmittelbar auf den Boden sich stützenden Bauteile umfaßt. Er besteht aus den Pfeilern mit ihrem Grundmauerwerk (Abb. 1). Diese sind entweder Mittelpfeiler, wenn sie zwei Brückenöffnungen trennen, oder sie bilden den Endabschluß der Brücke und werden dann als Endpfeiler, Landpfeiler, Ufer-

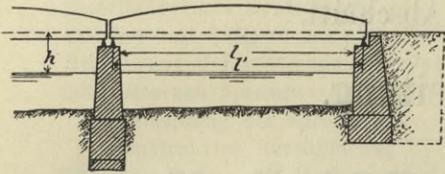


Abb. 1.

pfeiler oder Widerlager bezeichnet. Das Material der Pfeiler kann Holz, Stein oder Eisen sein. Es kommen aber auch Anordnungen vor (bei gewölbten und eisernen Bogenbrücken u. a.), wo die Pfeiler mit dem Tragwerk ein einheitliches Ganze bilden und der Unterbau sich nur auf die Gründungen beschränkt (Abb. 2) oder wo durch freie Auskragung des Überbaues die Endpfeiler in Wegfall kommen.

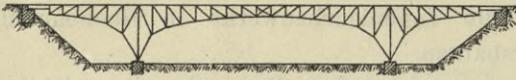


Abb. 2.

2. Der Überbau der Brücke oder die eigentliche Tragkonstruktion. An diesem lassen sich in der Regel unterscheiden:

a) die Hauptträger oder Tragwände, welche die freie Brückenweite überspannen, samt den Auflagerkonstruktionen.

b) die Fahrbahnkonstruktion mit den übrigen die Hauptträger verbindenden Querkonstruktionen.

Der lichte Abstand zwischen den Pfeilern gibt die lichte Spannweite oder kurz Lichtweite  $l$ , der Abstand der Auflagerpunkte der Tragkonstruktion die Stützweite  $l'$ .

§ 3. **Einteilung und Benennung der Brücken.** Dieselbe kann nach verschiedenen Gesichtspunkten erfolgen. Zunächst läßt sich eine Einteilung nach der Art des Verkehrsweges treffen. Wir unterscheiden in dieser Beziehung

1. Straßenbrücken, welche für Fuhrwerks- und Fußgängerverkehr dienen; als Unterabteilung gehören hierher die Fußstege, welche nur den Fußgängerverkehr zu vermitteln haben.

2. Eisenbahnbrücken, die für den Eisenbahnverkehr bestimmt sind. Diese beiden Arten von Brücken unterscheiden sich hauptsächlich durch die Ausbildung der Fahrbahn. Es gibt jedoch auch Brücken, die dem Straßen- und Eisenbahnverkehr, bei welchem letzterem wieder Haupt- und Kleinbahnverkehr zu unterscheiden ist,

zugleich dienen, und zwar entweder auf getrennter oder gemeinsamer Fahrbahn.

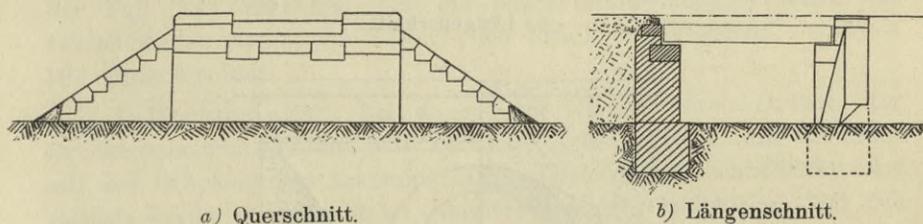
3. Kanalbrücken dienen zur Überführung von Schiffahrtskanälen, und

4. Aquäduktbrücken für Wasserleitungen in offenen oder geschlossenen Gerinnen.

Brückenartige Konstruktionen kommen endlich auch bei Laufkränen, Schiebebühnen usw. zur Anwendung.

Nach der Art des unter der Brücke geschaffenen freien Raumes und nach der Größe der Spannweite unterscheiden wir:

Durchlässe: das sind kleine Brückenobjekte bis zu etwa 3 m Lichtweite, welche zur Durchführung eines kleinen Wasserlaufes oder schmalen Weges bestimmt sind. Sie sind in der Regel unter künstlichen Aufschüttungen hergestellt und werden notwendig, wenn Wassergerinne oder Wege von einem Damme gekreuzt werden und unter demselben durchzuführen sind.



a) Querschnitt.

b) Längenschnitt.

Abb. 3. Offener Durchlaß.

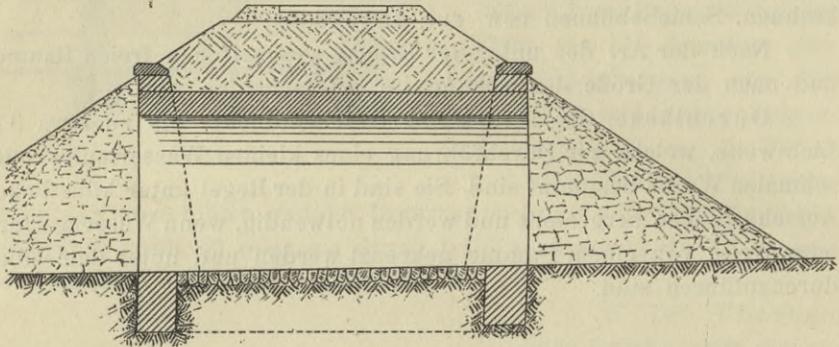
Wir unterscheiden in Eisenbahnen offene Durchlässe (Abb. 3), bei welchen die begrenzenden Seitenmauern (Widerlager) bis zum Bahnplanum reichen und deren Überbau aus einer das Geleise unmittelbar tragenden Holz- oder Eisenkonstruktion besteht, und gedeckte Durchlässe (Abb. 4) mit Überführung der Geleisbettung auf plattenförmiger (Rampkanäle, Deckeldohlen, Plattendurchlässe) oder gewölbter Überdeckung. Es sind dies die kleinsten Brückenobjekte, die aber in jedem Eisenbahn- oder Straßenzuge in großer Zahl vorkommen.

Zu den kleinen Brücken gehören auch die Überfahrtsbrücken und Wegüberführungen über Straßen- oder Eisenbahneinschnitte.

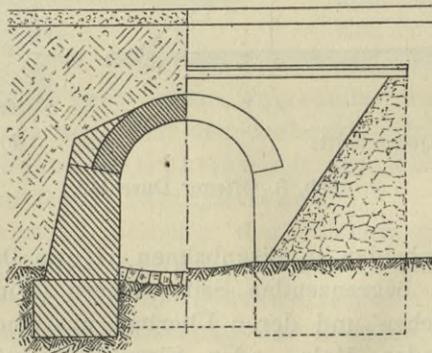
Bei den großen, über fließende Gewässer führenden Brücken kann bei entsprechender Gestaltung des Flußquerprofils zwischen der das Hauptwasser überspannenden Strombrücke und der Flut-

und Inundationsbrücke für den Durchlaß der Hochwasserfluten unterschieden werden<sup>1)</sup>.

Ferner bezeichnen wir als Talbrücken oder Viadukte jene Brückenbauwerke, welche einen Kommunikationsweg über eine Terrain-senkung hinwegführen, sonach an Stelle einer Dammschüttung treten. Hohe Dämme können nicht bloß teurer als ein Viadukt zu stehen



a) Längenschnitt.



b) Querschnitt und Ansicht.

Abb. 4. Gewölbter Durchlaß. Maßstab 1:200.

kommen, sie haben auch den Nachteil, daß zur Entwässerung der abgeschnittenen Terrainmulde ein langer schlauchartiger Durchlaß

<sup>1)</sup> Flutbrücken kommen dann als selbständige, von der Hauptbrücke getrennte Brücken zur Ausführung, wenn bei Hochwasser eine Teilung des Stromstriches in Seitenarme des Flusses oder in Vertiefungen der Talsohle stattfindet und die Abflußverhältnisse des Wasserlaufes womöglich unverändert gelassen werden sollen. Mit Rücksicht auf die Eisgefahr ist es im allgemeinen aber zweckmäßiger, die Flutöffnungen im Anschlusse an die Hauptöffnungen der

notwendig wird, der leicht der Gefahr einer Verstopfung ausgesetzt ist. Überdies können hohe Anschüttungen aus nicht ganz verlässlichem Materiale zu Rutschungen Anlaß geben. In gewöhnlichen Fällen wird schon bei Höhen von 16 bis 20 *m* ein Viadukt einem Damme aus ökonomischen Gründen vorzuziehen sein.

Talübersetzungen in Holzkonstruktion, die dazu bestimmt sind, später durch Dammschüttungen ersetzt zu werden, heißen Gerüstbrücken oder Trestleworks. Sie werden auch als bleibende Konstruktionen in Eisen ausgeführt.

Die Brücken lassen sich weiter in feste und bewegliche Brücken einteilen, je nachdem der Überbau fest und unbeweglich oder so gelagert ist, daß durch eine Bewegung desselben der Raum zwischen den Pfeilern auch der Höhe nach ganz oder zum Teil frei gegeben wird.

Die beweglichen Brücken werden nur ausnahmsweise, hauptsächlich durch Anforderungen der Schifffahrt notwendig, und zwar dort, wo schiffbare Flüsse im niedrigen Niveau übersetzt werden müssen. Dies ist meist nur im Unterlaufe der Flüsse, im Tieflande der Fall. Es sollen hier nur die charakteristischen Merkmale der verschiedenen Arten von beweglichen Brücken angegeben werden<sup>1)</sup>. Man unterscheidet:

1. Drehbrücken, bei denen das Öffnen durch Drehen der Brückenkonstruktion um eine vertikale Achse erfolgt, die entweder mit der Brückenmitte zusammenfällt (gleicharmige Drehbrücke) oder seitlich davon angebracht ist (ungleicharmige Drehbrücke). Bei den ersteren (Abb. 5) lagert der Drehzapfen auf einem Mittelpfeiler und es werden beim Öffnen der Brücke zwei Durchlässe freigegeben; bei den letzteren (Abb. 7) befindet sich der Drehzapfen gewöhnlich auf einem Widerlager, die Brücke hat dann nur eine freie Öffnung

---

Brücke anzuordnen; doch setzt dies ein Flußbett mit deutlich geschiedenem Mittel- und Hochwasserprofil voraus, da sonst eine Trennung der Brücke in Haupt- und Flutöffnungen nicht begründet ist. Diese Trennung kennzeichnet sich durch die verschiedene Größe der Spannweite, die bei den Flutöffnungen und in der Regel auch bei den getrennten Flutbrücken wegen der geringeren Wassertiefe und Pfeilerhöhe und der leichteren Pfeilergründung kleiner gewählt werden kann als bei der Haupt- oder Strombrücke, bei der übrigens meist auch Schifffahrtsanforderungen für die Wahl größerer Öffnungsweiten maßgebend sind. Beispiele getrennter Flutbrücken: Memelbrücke bei Tilsit; Donaubrücke bei Cernawoda u. a.

<sup>1)</sup> Für näheres Eingehen wird verwiesen auf W. Dietz, über Bewegliche Brücken im Handb. d. Ingenieurwissensch., II. Bd., 4. Abteilung, 1907.

und der kurze Arm dient bloß als Gegengewicht, zu welchem Zwecke er auch künstlich belastet ist.

Die Drehbrücken gestatten am leichtesten die Überbrückung größerer Weiten und zeichnen sich durch verhältnismäßig leichte Beweglichkeit aus. Die Anordnung derselben ist insofern verschieden, als entweder (wie bei den älteren gußeisernen englischen Drehbrücken und auch bei den meisten neueren Drehbrücken Englands und Frankreich) die Last der Brücke beim Aufschwenken

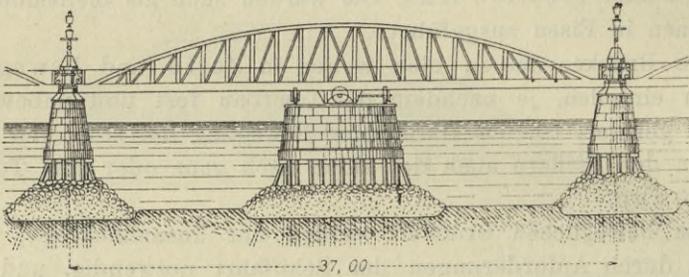


Abb. 5. Niederbaumbrücke, Hamburg.

hauptsächlich auf einem auf dem Drehpfeiler liegenden Rollkranz lagert und der Drehzapfen gar nicht oder nur teilweise belastet ist, oder die ausgeschwenkte Brücke im wesentlichen durch einen Mittelzapfen (Königsstuhl) gestützt wird, während der hier vorhandene Rollkranz oder einzelne Laufrollen nur dazu dienen, um ein seitliches Kippen der Brücken zu verhindern. Dieses Prinzip ist bei den meisten neueren amerikanischen Drehbrücken zur Anwendung gebracht, wobei allerdings auf ein ganz bestimmtes Verhältnis der Verteilung der Last auf Drehzapfen und Rollenkranz

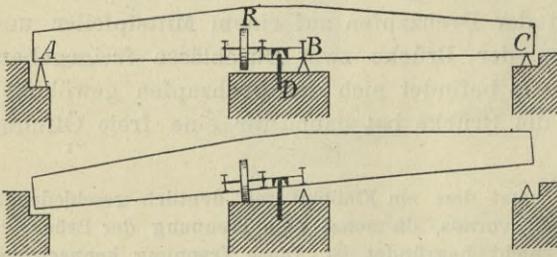


Abb. 6. Drehbrücke nach Schwedler.

nicht gerechnet werden kann. Am vollkommensten wird die Bestimmtheit in der Lastverteilung durch die von Schwedler angegebene Konstruktion erzielt. Bei dieser (Abb. 6) ist kein Laufrollenkranz angebracht; es lagern die Hauptträger der Brücke in geschlossenem Zustande auf den beiden Endauflagern *A* und *C* und auf einem Mittellager *B*, das etwas seitlich von der Mittelachse des Drehpfeilers angebracht ist, so daß die Spannweite *AB* größer ist als *BC*; von diesen drei Auflagern sind *B* und *C* fest, *A* dagegen ein bewegliches Auflager, das gesenkt und gehoben werden kann. Beim Ausschwenken wird das eine Endlager *A* so weit gesenkt, daß sich die Brücke zunächst auf den Drehzapfen *D*, dann auf ein hinter demselben in der Brückenlängsachse angebrachtes Stützrad *B* auflegt, wobei sich gleichzeitig die Hauptträger von

dem anderen Endlager *C* sowie von dem Mittellager *B* abheben. Es ist dazu natürlich notwendig, daß der Schwerpunkt des ganzen Brückenüberbaues zwischen Drehzapfen und Stützrad, und zwar in der Nähe des ersteren, gelegen ist. Gegen seitliches Schwanken sind unter den Hauptträgern Laufräder angebracht, deren normal zur Brückenlängsachse gerichtete Achsen in der Ebene des Drehzapfens liegen und die bei geschlossener Brücke ohne Belastung sind, was dadurch erreicht wird, daß sie entweder mit Spielraum montiert oder mittels Federn gegen die Hauptträger abgestützt sind; bei den neueren Anordnungen ist meist die Montierung mit Spielraum über dem Schienenlaufkranz ausgeführt. Zur Freimachung einer Drehbrücke vor dem Aufdrehen ist es notwendig, daß entweder beide Endlager oder, wie bei der Schwedlerschen Anordnung, ein Endlager entsprechend gesenkt werden, und zwar muß diese Senkung mindestens der Durchbiegung der freien Trägereenden durch die Eigengewichtslast gleichkommen. Statt dessen hat man auch den Drehzapfen zum Heben eingerichtet und hierzu zumeist hydraulischen Druck in Anwendung gebracht. Nach dem Einschwenken der Brücke sollen wieder die drei Stützen (End- und Mittelaufleger) der Brückenträger auf die gleiche Höhe gebracht werden, wozu entweder ein Anheben der Enden oder ein Senken des Mittelzapfens erforderlich ist. Zum Heben und Senken der Endaufleger dienen Keile, Exzenter, Schraubenwinden, Kniehebel und hydraulische Pressen. Häufig begnügt man sich, der Zeit- und Arbeitersparnis wegen, mit einem etwas geringeren Anheben, als der elastischen Durchbiegung entspricht, so daß

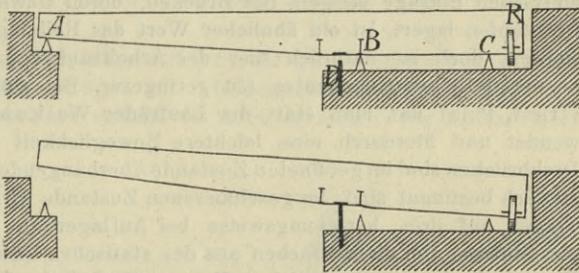


Abb. 7. Einarmige Drehbrücke.

die Endstützen nicht vollen Druck erhalten; es geschieht dies auch aus dem Grunde, um sicher zu sein, daß bei keiner ungünstigen Verkehrsbelastung negative Stützdrücke auftreten. Bei der Berechnung der Träger der Drehbrücken muß hierauf Rücksicht genommen werden; die American-Bridge-Company z. B. zieht nur ungefähr zwei Drittel der durch Eigengewicht erzeugten Durchbiegung in Betracht. Es ist bei Drehbrücken ferner sehr von Wichtigkeit, auf die durch ungleichmäßige Erwärmung der Gurte entstehende Längenänderung (Krümmung) Rücksicht zu nehmen, da Fälle bekannt sind, bei denen infolge dieser Erscheinung die Drehbrücken nicht auf-, beziehungsweise zugekehrt werden konnten. Bei den einarmigen Drehbrücken neuerer Konstruktion (Drehbrücke bei Rendsburg (Abb. 7) sind die Träger in geschlossenem Zustande in *A*, *B*, *C* auf feste Kipplager gesetzt, der Drehzapfen *D* ist dabei entlastet. Beim Ausschwenken muß der Drehzapfen (durch hydraulischen Druck) so weit angehoben werden, bis sämtliche Lager frei werden; die Brücke kippt nach rückwärts und stützt sich auf Laufräder *R*, die hinter dem Endlager *C* angebracht sind. — Die Bewegung der Drehbrücken geschieht meistens mittels Zahnradvorgelege durch 1 bis 2 Mann. Die einfachste Vorrichtung dieser Art besteht aus einem am Drehpfeiler liegenden Drehkranz, in den das mit der Brücke

durch eine senkrechte Welle verbundene Triebrod eingreift. Die Welle wird durch ein Rädervorgelege bewegt. Bei Drehbrücken, die vor dem Aufdrehen eine kippende Bewegung machen müssen (z. B. System Schwedler), muß die Welle entsprechend montiert sein. Zeitdauer einer Schwenkung bei schweren Brücken bis zu 240 t Gewicht 45 Sekunden (Chicago) bis 3 Minuten. Kleine Drehbrücken können auch unmittelbar von Hand aus mittels Zuhilfenahme von Hebestangen gedreht werden. Größere Drehbrücken, besonders in Amerika, werden häufig durch Dampfkraft gedreht. Die Maschine ist dabei entweder unter oder über den Hauptträgern angebracht. Noch häufiger findet man Wasserdruk als bewegendende Kraft benutzt. Es sind gewöhnlich zwei hydraulische Zylinder angeordnet, welche eine Kette hin und her ziehen, die um ein mit der Brücke verbundenes horizontales Kettenrad geschlungen ist. In neuester Zeit hat man auch Drehbrücken mit elektrischer Betriebsvorrichtung ausgeführt. Über die Größe des Reibungswiderstandes liegen Versuche von Shaler Smith an amerikanischen Drehbrücken vor, wonach der Gesamtdrehwiderstand, bezogen auf die Mittellinie des Rollkranzes, im Mittel mit etwa  $7\frac{0}{100}$  des auf diesem ruhenden Gewichtes angenommen werden kann; jedoch kann derselbe unter ungünstigen Umständen, namentlich bei heftigen Winde oder infolge Pfeilersetzung, bis zum fünffachen Betrage steigen. Bei Brücken, deren Gewicht hauptsächlich auf den Drehzapfen lagert, ist ein ähnlicher Wert des Reibungswiderstandes beobachtet worden, doch ist natürlich hier der Arbeitsaufwand zum Drehen infolge des kleineren Reibungsmomentes ein geringerer. Bei einigen kleinen Drehbrücken (Triest, Pola) hat man statt der Laufräder Weikumsche Kugelkränze angewendet und hierdurch eine leichtere Beweglichkeit erzielt. — Die Träger der Drehbrücken sind im geöffneten Zustande überhängende Balken, deren Spannungen statisch bestimmt sind. Im geschlossenen Zustande wirken sie als kontinuierliche Träger auf drei, beziehungsweise bei Auflagerung auf dem Rollkranz auf vier Stützen. Um die vielfachen aus der statischen Unbestimmtheit resultierenden Übelstände der kontinuierlichen Träger (Einfluß der Höhenlage der Stützpunkte und ungleicher Erwärmung der Gurte auf die Spannungen) zu vermeiden, hat man in neuerer Zeit auch die beiden Arme der Drehbrücke als Einzelträger ausgeführt, deren obere Gurtungen durch ein Gelenk verbunden sind, während ihre Untergurte getrennt sind und sich erst beim Aufschwenken der Brücke nach erfolgter Hebung des Mittelzapfens gegeneinander stemmen. Die größten der bestehenden neueren Drehbrücken sind: Die zweigeleisige Eisenbahn-Drehbrücke zu New-London (Nordamerika), doppelarmig mit 76·7 m Armlänge, trapezförmige Fachwerksträger, Drehpfeiler mit Rollkranz aus 58 gußstählernen Rollen, Bewegung durch Dampfkraft. — Die Osterrönlfelder Brücke über den Nord-Ostsee-Kanal, eingleisig, ungleicharmig, Gesamtlänge 99·1 m, gibt mit dem 59·4 m langen Arm eine Öffnung von 50 m frei. Bewegung durch Druckwasser mittels Seilantrieb.

2. Klappbrücken (Abb. 8) drehen sich um eine horizontale Achse, die in der Nähe des Schwerpunktes des beweglichen Brückenteiles liegt. Das Öffnen der Klappbrücken wird durch Herunterziehen der Hinterklappen bewirkt, wozu meist Zahnradgetriebe in Anwendung kommen. Meist haben die ausgeführten Klappbrücken feste Drehachsen; es kommen aber auch Konstruktionen vor, wo die in Form eines

Segmentes ausgebildete Hinterklappe auf einer Bahn abrollt. Diese Bahn kann sowohl geradlinig als auch kurvenförmig ausgebildet sein.

Die Klappbrücken sind entweder ein- oder zweiflügelig (Abb. 9) angeordnet. In beiden Fällen dienen die Drehachsen nur selten zur Stützung der niedergelassenen Träger, sondern es sind für diese meist eigene Lager an-

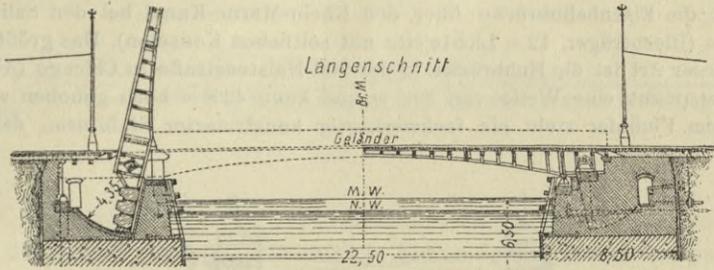


Abb. 8. Schmiedebrücke in Königsberg. Maßstab 1 : 500.

gebracht. Es kommen entweder Balkenträger oder bei zweiflügeligen Brücken auch Sprengwerks- oder Bogenträger mit Scheitelgelenk zur Anwendung. Die größte ausgeführte Klappbrücke enthält die 1894 erbaute Tower-Brücke über

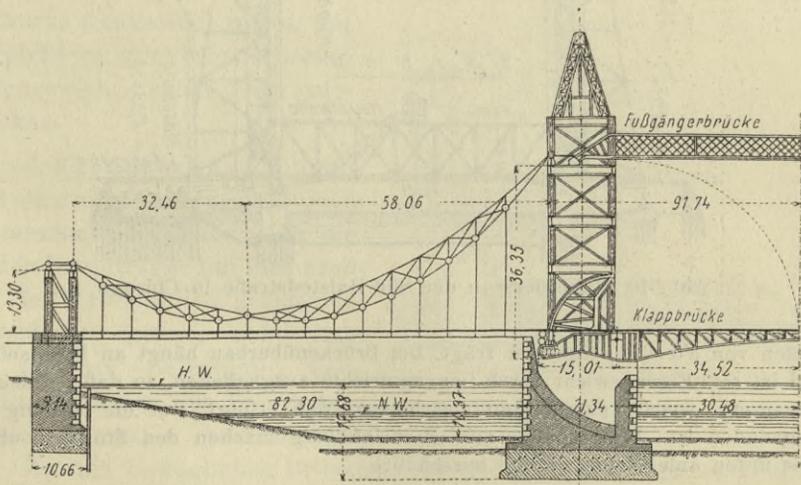


Abb. 9. Towerbrücke in London. Maßstab 1 : 1450.

die Themse in London in ihrer 61 m weiten Mittelöffnung (Abb. 9). Der Vorderarm eines jeden Klappenflügels hat 34,5 m, der Hinterarm 15 m Länge; letzterer trägt zur Ausbalancierung 450 t Ballastgewicht. Es sind zwei getrennte Maschinenanlagen von je 180 PK vorhanden und erfolgt die Kraftübertragung durch Wasserdruck.

3. Hubbrücken (Abb. 10) ermöglichen durch lotrechte Hebung eine Vergrößerung der lichten Durchfahrthöhe. Hierbei wird entweder der ganze Überbau gehoben, oder es liegen die Hauptträger in der erforderlichen Höhe fest und es beschränkt sich die Hebung nur auf die Fahrbahn.

Die erste Anordnung ist die häufigere, ein Beispiel dafür aus neuerer Zeit ist die Eisenbahnbrücke über den Rhein-Marne-Kanal bei den Salinen de Rosières (Blechträger, 12 m Lichtweite mit seitlichen Konsolen). Das größte Bauwerk dieser Art ist die Hubbrücke in der Süd-Halstedstraße in Chicago (Abb. 10). Sie überspannt eine Weite von 39,5 m und kann 42,8 m hoch gehoben werden. An jedem Flußufer steht ein fachwerkartig konstruierter Stahlturm, der oben

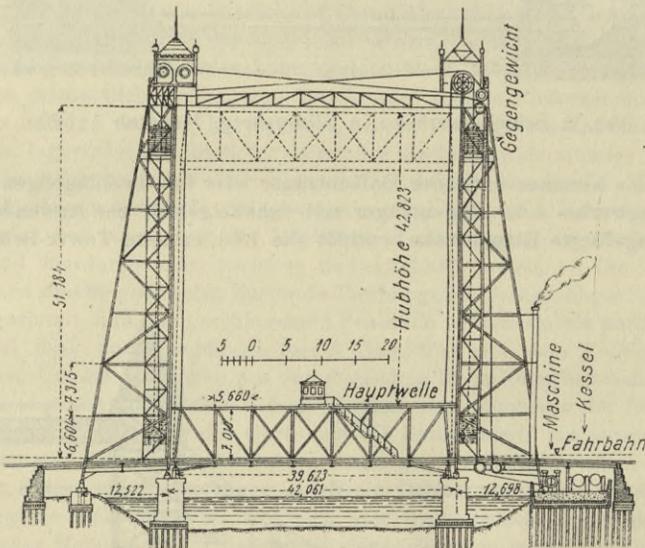


Abb. 10. Hubbrücke in der Süd-Halstedstraße in Chicago.

Rollen von 3,6 m Durchmesser trägt. Der Brückenüberbau hängt an Drahtseilen und ist sein Eigengewicht durch Gegengewichte ausgeglichen, so daß bei seiner Bewegung, welche durch Dampfmaschinenantrieb erfolgt, nur die Reibung zu überwinden ist. Wasserpuffer mit Glycerinfüllung machen den Stoß der oben oder unten anlegenden Brücke unschädlich.

4. Roll- oder Schiebebrücken (Abb. 11) werden horizontal in der Verlängerung der Brückenachse zurückgezogen, wodurch sie die Öffnung freigeben. Das Tragwerk dieser Brücken erhält eine größere Länge als die zu überspannende Öffnungsweite, und es wird der auf dem Lande oder der anschließenden festen Brücke verbleibende Teil so schwer gemacht, daß bei vorgeschobener Brücke

der Schwerpunkt noch außerhalb der freizugebenden Öffnung fällt. Die Bewegung der Brücke erfolgt horizontal und in der Richtung der Brückenachse. Vor dem Zurückziehen der Brücke ist es notwendig, ihr vorderes Ende zu heben, um das Lager frei zu machen; es geschieht dies durch Senken des landseitigen Endes oder durch Anheben der vorderen Rolle mittels Wasserdruck.

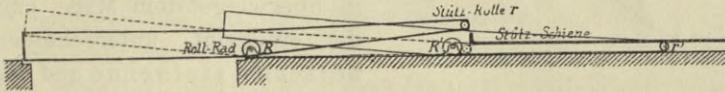


Abb. 11.

5. Zugbrücken (Abb. 12) bestehen aus einer um eine horizontale Achse drehbaren Klappe, die mittels Seilen oder Ketten aufgezogen oder niedergelassen werden kann. Sie sind entweder einfach oder doppelt und bisher nur für kleinere Spannweiten (sehr häufig in Holland für Kanalüberbrückungen) ausgeführt. Die verschiedenen Systeme unterscheiden sich hauptsächlich durch die zur Herstellung des Gleichgewichtes der gezogenen Klappe dienenden Teile. Es gibt Zugbrücken mit Ziehbäumen, mit Gegengewichten, die auf einer Leitkurve (Sinusoide) rollen, mit Spiralrädern, mit veränderlichem Gegengewicht, ferner Faltenzugbrücken.

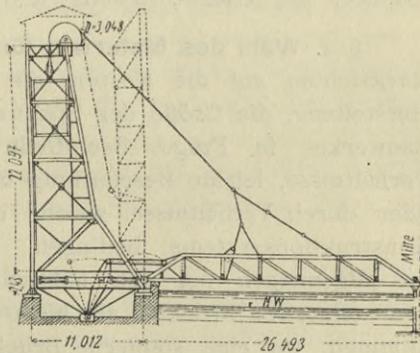


Abb. 12.

6. Kranbrücken (Abb. 13) sind einarmige Drehbrücken ohne Hinterarm, bei denen sich die beiden Hauptträger um ihre nach Art der Wendesäulen gelagerten Endständer drehen, wobei sich die drehbar befestigten Verbindungsstangen der Träger parallelogrammartig verschieben.

Zu den beweglichen Brücken sind endlich auch noch zu zählen die Schiffbrücken oder schwimmenden Brücken, bei welchen der Überbau nicht auf feste, sondern auf schwimmende Stützen gelagert ist und in einzelnen Teilen ausgefahren werden kann; ferner die Fährbrücken, bei welchen die feste Tragkonstruktion hochgelegt ist und der Verkehr durch eine angehängte, kurze, längs der Tragkonstruktion bewegte Plattform bewerkstelligt wird.

Bewegliche Brücken, und von diesen insbesondere Drehbrücken, dann auch Klapp- und Hubbrücken werden zur Überbrückung von Schiffahrtskanälen und Hafeneinfahrten häufig angewendet und finden sich Beispiele namentlich in Norddeutschland, Holland, England und den Vereinigten Staaten.

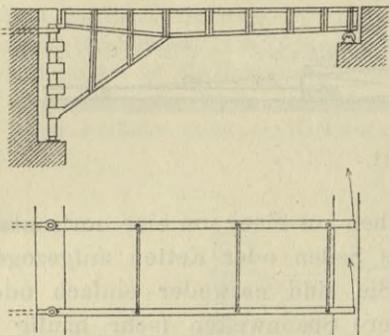


Abb. 13.

Nach dem Materiale, welches in der Konstruktion des Tragwerkes in überwiegendem Maße angewendet erscheint, unterscheiden wir hölzerne, steinerne und eiserne Brücken. Nach dieser für die konstruktive Durchbildung wichtigsten Einteilung wird der Lehrstoff auch im vorliegenden Werke behandelt werden.

Endlich kann man nach der in Aussicht genommenen Dauer der Brücken unterscheiden zwischen definitiven Brücken, welche für möglichst lange Dauer berechnet sind und provisorischen oder interimistischen Brücken, zu welchen letzteren die Kriegs-, Arbeits- und Notbrücken gehören.

§ 4. **Wahl des Materials für den Überbau.** Es kommen dabei Rücksichten auf die Kosten, die Dauerhaftigkeit, die Raschheit der Herstellung, die Größe der Spannweite sowie auf das Aussehen des Bauwerkes in Frage. Beeinflußt wird diese Wahl durch lokale Verhältnisse, leichte Beschaffung des einen oder anderen Baustoffes, oder durch Verhältnisse, welche die Anwendung eines bestimmten Konstruktionssystems bedingen. Die Herstellungskosten sind im allgemeinen bei den hölzernen Brücken am geringsten, bei den steinernen Brücken am höchsten; es können jedoch Fälle vorkommen, wo eine steinerne Brücke sich nicht teurer stellt als eine eiserne, z. B. wenn sich in der Nähe der Baustelle guter und leicht zu bearbeitender Baustein oder gutes Sand- und Schottermaterial findet, wenn der Zement an Ort und Stelle billig ist, wenn die Holzpreise niedrig sind und daher die Gerüstung nicht hoch zu stehen kommt. Insbesondere stellen sich die modernen armierten Betonkonstruktionen bis zu gewissen Spannweiten und unter sonst günstigen Bedingungen nicht höher, oft sogar niedriger als eiserne Brückenüberbauten. Auch gewöhnliche Steinbrücken können unter günstigen Umständen und bei sparsamer Ausführung bis zu einer gewissen

Grenze der Spannweite den Kostenvergleich mit eisernen Überbrückungen aushalten. Bei großen Spannweiten wachsen aber die Kosten der steinernen Brücken beträchtlich und werden im allgemeinen wesentlich höher, als jene der eisernen.

Die Erhaltungs- und Erneuerungskosten sind bei den steinernen Brücken am geringsten, bei den hölzernen am größten. Naturgemäß lassen sich dafür keine festen Werte angeben. Im Durchschnitt betragen die jährlichen Erhaltungskosten für hölzerne Brücken  $2\frac{1}{2}\%$ , bei eisernen 0.2 bis  $0.3\%$  des Baukapitals; gut gebaute steinerne Brücken erfordern durch lange Zeit fast gar keine Erhaltungskosten. Die Erneuerungskosten betragen für hölzerne Brücken unter Voraussetzung 25jähriger Dauer  $4\%$  pro Jahr. Für steinerne Brücken sind sie nahezu Null, da diese fast unbegrenzte Dauer haben. Über die Dauer eiserner Brücken liegen keine bestimmten Erfahrungen vor, da man nicht nach den älteren, unrationell gebauten Konstruktionen schließen darf.

Die Dauer einer Brücke ist abhängig von der Art der Konstruktion und des Materials, sowie von der Sorgfalt der Erhaltung und von lokalen Verhältnissen. In den Alpenländern finden sich z. B. überdachte hölzerne Brücken, die bereits 100 Jahre und noch länger bestehen. Es sind dies aber Ausnahmen, und man kann bei Holzkonstruktionen, die den Witterungseinflüssen ausgesetzt sind, nur auf eine verhältnismäßig kurze Dauer rechnen, muß also baldige Erneuerung in Betracht ziehen, wenn das Bauwerk in gutem Bestande bleiben soll. Bei den hölzernen Eisenbahnbrücken spielt auch die Gefahr der Zerstörung durch Feuer eine gewisse Rolle, namentlich dort, wo wie z. B. auf manchen amerikanischen Eisenbahnlinien keine sorgfältige Bahnüberwachung besteht.

Bei eisernen Brücken kennt man Fälle, wo eine Auswechslung bereits nach 25 bis 30jährigem Bestand vorgenommen werden mußte; doch ist die Ursache dann wohl immer in mangelhafter Konstruktion, schlechter Erhaltung oder in der Erhöhung der Betriebslasten zu suchen. Dies gilt besonders von den Kettenbrücken und von den meisten vor fünf oder mehr Dezennien erbauten eisernen Brücken überhaupt. Die neueren eisernen Brücken, die mit größerer Umsicht konstruiert und mit Sorgfalt erhalten werden, werden eine viel längere Dauer gewährleisten.

In bezug auf die Raschheit der Herstellung stehen die steinernen Brücken, namentlich die aus Werkstücken erbauten monumentalen Brücken im allgemeinen den hölzernen und eisernen nach, nur die Betonbrücken lassen sich verhältnismäßig rasch herstellen.

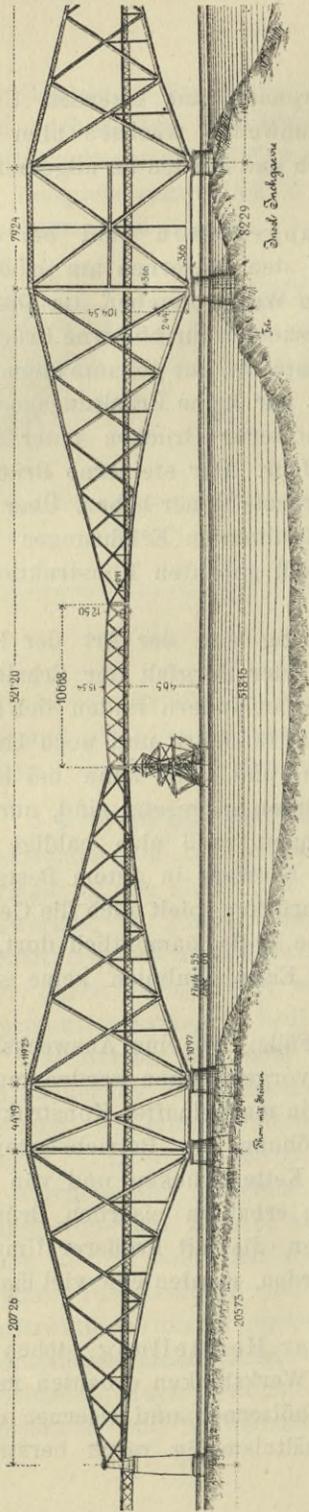


Abb. 14. Brücke über den Firth of Forth, Schottland. Maßstab 1 : 5000.

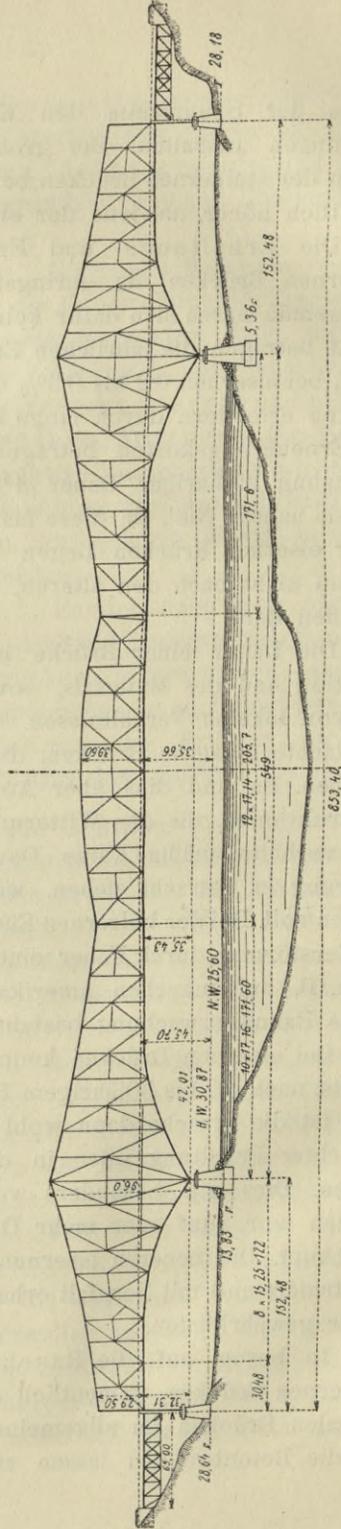


Abb. 15. Brücke über den St. Lorenzstrom bei Quebec, Canada. Maßstab 1 : 5000.

Bezüglich der erreichbaren Spannweite wird das Eisen von keinem anderen Material übertroffen. Die größte Spannweite unter den bestehenden Brücken besitzt die 1882 bis 1889 erbaute Firth of Forth-Brücke (Abb. 14) mit  $521 m^1$ , es ist dies jedoch noch lange nicht die Grenze der in Eisenbrücken erreichbaren Spannweite und es bestehen ernst zu nehmende Projekte für noch größere Spannweiten. So hat beispielsweise das durch die Erbauung des Hudson-

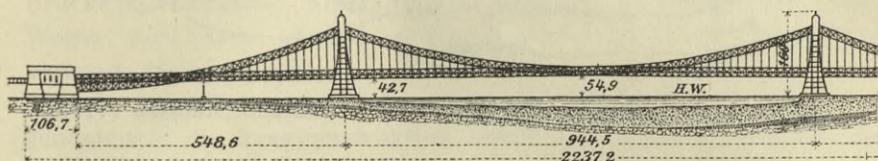


Abb. 16. North-Riverbrücke, Projekt. Maßstab 1:15000.

River-Tunnels fallen gelassene Lindenthalsche Projekt (Abb. 16) für eine zu erbauende Brücke über den Hudson (North River) in New-York  $930 m$  Spannweite. Theoretisch ist die Grenze der mit Stahlhängebrücken erreichbaren Spannweite sogar noch bedeutend weiter gelegen, doch werden die enorm steigenden Kosten die Ausführung derartiger Riesenspannweiten verbieten.

Die erreichbare Spannweite ist bei hölzernen und steinernen Brücken wegen der geringeren Materialfestigkeit viel geringer. Die

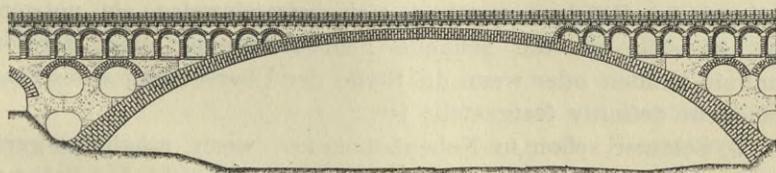


Abb. 17. Brücke über das Syratal in Plauen (Sachsen). Maßstab 1:1000.

größte Spannweite der bis jetzt ausgeführten steinernen Brücken übersteigt nicht  $90 m$  (Brücke zu Plauen in Sachsen) (Abb. 17) und es bestehen noch verhältnismäßig wenig Steinbrücken mit Weiten von über  $70 m$  (Cabin-John-Brücke in Nordamerika, Adolf-Brücke La Petrusse in Luxemburg, Addabrücke bei Morbegno, Isonzobrücke

<sup>1)</sup> Sie wird noch etwas übertroffen von der  $549 m$  betragenden Mittelöffnung der Quebec-Brücke über den St. Lorenzstrom (Abb. 15), welche aber während des Baues am 29. August 1907 infolge ungenügender Dimensionierung der Druckgurte zum Einsturze kam.

bei Salcano (Abb. 18) u. a.). Die Grenze ist auch hier nicht durch die Möglichkeit technischer Ausführung gegeben, sondern durch die Kostenfrage; namentlich fallen hier die Kosten des Lehrgerüsts, die mit zunehmender Spannweite sehr rasch wachsen, stark ins Gewicht.

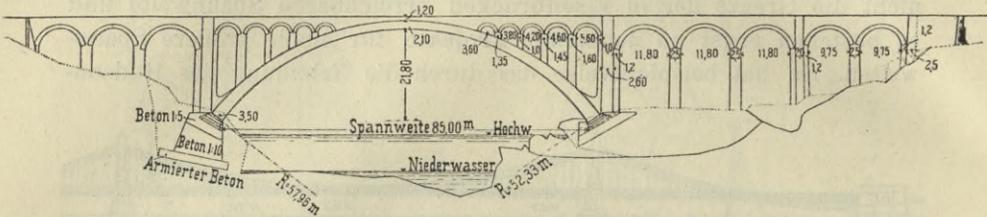


Abb. 18. Eisenbahnbrücke über den Isonzo bei Salcano. Maßstab 1:1770.

Die Spannweiten der hölzernen Brücken bewegen sich ungefähr in den gleichen Grenzen, jedoch existieren nur wenige aus älterer Zeit stammende Holzbrücken mit mehr als 60 m Spannweite. (Kaskadebrücke der Eriebahn, Nordamerika, 84 m, Limmatbrücke bei Wettingen, Wiebekingsche Brücke bei Schärding 65 m). Heutzutage werden wohl keine größeren Holzbrücken als solche mit etwa 40 m und diese nur vereinzelt gebaut.

Die Verwendung des Holzes wird gegenwärtig überhaupt nur in bestimmten Fällen gewählt:

1. Bei kleinen, billig zu erbauenden Straßenbrücken.
2. Bei Provisorien, die nur kurze Zeit bestehen sollen; solche provisorische Brücken ergeben sich beispielsweise als notwendig, wenn es sich um die schnelle Fahrbarmachung einer zerstörten Bahnlinie handelt oder wenn die Stelle der Übersetzung eines Flusses noch nicht definitiv festgestellt ist.
3. Seltener schon in Nebenbahnlinien, wenn möglichst geringe Anlagekosten angestrebt werden, um die Rentabilität des Bahnbaues zu sichern.

Vom wirtschaftlichen Standpunkte muß im allgemeinen von jeder Bauanlage verlangt werden, daß die Summe aus den Anlagekosten  $A$  und den kapitalisierten Erhaltungskosten  $E$  ein Minimum wird, also

$$A + iE = \min.$$

Mit Rücksicht auf die hohen Erhaltungskosten werden sich hiernach für größere definitive Brücken hölzerne Konstruktionen immer als unökonomisch herausstellen. Die Wahl zwischen Stein und Eisen dagegen läßt sich nur von Fall zu Fall treffen, da hier verschiedene technische und wirtschaftliche Momente mit in Frage kommen.

1. Unter den ersteren spielt die verfügbare Konstruktionshöhe eine gewisse Rolle. Unter Konstruktionshöhe versteht man den Höhenunterschied zwischen der Brückenfahrbahn und der Unterkante der Brückenkonstruktion. Die Höhe der Fahrbahn ist durch die Nivellette des Verkehrsweges, dem die Brücke angehört, gegeben. Die Konstruktionsunterkante ist mit Rücksicht auf den unter der Brücke der Höhe nach frei zu haltenden Raum bestimmt. Ist ein Fluß zu überbrücken, so ist die Hochwasserlinie maßgebend, unter welche die Brückenkonstruktion nicht reichen darf. Bei Überbrückung eines Weges wird eine gewisse minimale lichte Höhe der Durchfahrt verlangt. (Siehe S. 22.)

Da bei steinernen Brücken (Balkenbrücken aus Beton-Eisen ausgenommen) die Tragkonstruktion unter allen Umständen unter der Fahrbahn angeordnet werden muß, so können Fälle vorkommen, wo die zu geringe verfügbare Konstruktionshöhe die Erbauung einer steinernen Brücke unmöglich macht. Eine eiserne Brücke läßt sich dagegen unter allen Um-

ständen ausführen, weil man hier das Tragwerk auch über die Fahrbahn legen kann.

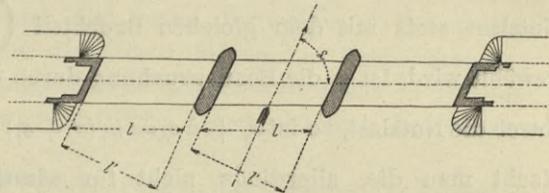


Abb. 19.

2. Die eisernen Brücken ermöglichen größere Öffnungsweiten, verlangen sonach weniger Zwischenpfeiler als die Steinbrücken. Dies ist namentlich bei Flüssen mit Schiffsverkehr von Bedeutung.

3. Schiefe Brücken verursachen bei eisernem Überbau geringere konstruktive Schwierigkeit und keine so große Kostenverteuerung als in Steinkonstruktion (Beton und Betoneisen wieder ausgenommen). Schief wird eine Brücke dann, wenn ihre Querachse nicht senkrecht steht zur Brückenlängsachse (Abb. 19). Die Querachse der Brücke wird durch die Achse des Kommunikationsweges unter der Brücke oder bei Flußübersetzungen durch den Stromstrich bestimmt. Es ist klar, daß man die Pfeiler und Widerlager parallel zur Brückenquerachse stellen muß, wenn man mit der geringsten Spannweite auskommen will; bei Überbrückung von Flüssen würde sich außerdem eine Vergrößerung des Staues ergeben, wenn die Pfeiler nicht in der Richtung des Stromstriches gestellt werden.

Bei schiefen steinernen Brücken werden schiefe Gewölbe notwendig, die bei Ausführung in Hausteinmauerwerk wegen des kom-

plizierten Steinschnittes die Kosten des Bauwerkes sehr erhöhen. Im Gegensatze dazu bietet die Ausführung schiefer Brücken in Eisen oder Beton keine nennenswerte Erschwernis.

Dagegen sprechen andererseits zugunsten der Steinbrücken die folgenden Umstände:

1. Leichtere Überwachung des Bauzustandes und, insbesondere bei Eisenbahnbrücken von kleiner Spannweite, größere Widerstandsfähigkeit gegen die dynamischen Wirkungen der bewegten Verkehrslasten.

2. Im allgemeinen größere Sicherheit auf die Dauer, d. h. auch dann, wenn durch stärkeren Betrieb die Verkehrslasten zunehmen.

Faßt man nämlich den Sicherheitsgrad einer Tragkonstruktion so auf, daß er angibt, um das wievielfache ( $n$ -fache) die Nutzlast erhöht werden darf, bevor der Bruch eintritt, so ist klar, daß eine Konstruktion mit größerem Eigengewicht die größere Sicherheit bietet, vorausgesetzt, daß die Beanspruchung durch Eigengewicht und einfache Nutzlast stets mit dem gleichen Bruchteil  $\left(\frac{1}{m}\right)$  der Bruchfestigkeit gewählt wird. Ist  $\sigma_g$  die Beanspruchung durch das Eigengewicht,  $\sigma_p$  jene

durch die Nutzlast, so ist  $\sigma_g + n \sigma_p = m (\sigma_g + \sigma_p)$  oder  $n = (m - 1) \frac{\sigma_g}{\sigma_p} + m$ .

Macht man die, allerdings nicht für sämtliche Teile einer Tragkonstruktion zutreffende, Voraussetzung, daß die Spannungen  $\sigma_g$  und  $\sigma_p$  im selben Verhältnis wie die Belastungen  $g$  und  $p$  stehen, so ergäbe sich hiernach (mit  $m = 4$ ) für das Verhältnis

$$\frac{\text{Eigengewichtslast}}{\text{Verkehrslast}} = 0, 1, 2, 3, 4$$

der Sicherheitsgrad  $n = 4, 7, 10, 13, 16$

Bei größeren steinernen Brücken spielt die Verkehrslast im Gegensatze zu den eisernen Brücken eine untergeordnete Rolle. Das Eigengewicht ist so groß, daß geringe Vergrößerungen der Verkehrslast auf die Sicherheit des Bauwerkes keinen nennenswerten Einfluß haben. Bei den eisernen Brücken können infolge des viel kleineren eigenen Gewichtes schon geringe Erhöhungen der Verkehrslast große Mehrbeanspruchungen hervorrufen. Eine Vergrößerung des Achsendruckes durch Einführung schwererer Lokomotiven kann demnach bei eisernen Brücken dazu führen, daß die Konstruktion verstärkt oder ersetzt werden muß; diese Notwendigkeit hat sich tatsächlich bei allen älteren eisernen Eisenbahnbrücken im Laufe der Jahrzehnte ergeben, während die steinernen Brücken auch für den

schwereren Verkehr an ihrer Betriebssicherheit kaum eine Einbuße erlitten haben.

3. Etwaige Entgleisungen werden auf einer steinernen Eisenbahnbrücke in der Regel weniger nachteilige Folgen haben, als auf einer eisernen Brücke.

4. Brücken mit eisernem Tragwerk, welche der Einwirkung von Rauchgasen stark ausgesetzt sind, wie dies bei Bahnüberbrückungen besonders in Bahnhöfen der Fall ist, leiden sehr durch Rostangriff. Massivbrücken sind hier, wenn die technische Möglichkeit ihrer Anwendung besteht, entschieden vorzuziehen.

5. Durch eine Steinbrücke läßt sich eher eine monumentale Wirkung erzielen, als durch eine Eisenbrücke, und es ist auch die architektonische Ausschmückung erfolgreicher zu gestalten. Letzterer Umstand ist namentlich bei städtischen Brücken von Bedeutung.

In neuerer Zeit macht sich immer mehr das Bestreben geltend, Brücken von kleiner und mittlerer Spannweite in Massivkonstruktion, wozu wir den Steinbau und die neuen Bauweisen in Beton-Eisen rechnen, auszuführen. Durch die Konstruktionen in Beton-Eisen insbesondere ist der Anwendungsbereich der Massivbrücken in Hinsicht auf ihre technische und wirtschaftliche Zweckmäßigkeit beträchtlich erweitert worden.

Die neuen technischen Vereinbarungen des Vereines der deutschen Eisenbahnverwaltungen stellen für Brücken in Haupt Eisenbahnen folgende Leitsätze auf:

„Für Brücken ist eine sorgfältige Wölbung von guten, natürlichen oder künstlichen Steinen oder Beton jeder anderen Bauart vorzuziehen, wenn nicht besondere Gründe eiserne Brücken vorteilhafter erscheinen lassen.“

„Hölzerne Brücken sollen nur ausnahmsweise ausgeführt werden; sie sind ebenso wie das Holzwerk der Fahrbahn Tafel eiserner Brücken gegen Feuersgefahr entsprechend zu schützen.“

§ 5. **Anordnung der Brücken im allgemeinen.** Bei Bestimmung der Lage einer neu zu erbauenden Brücke sind, sofern nicht örtliche Verhältnisse von vorneherein eine Wahl ausschließen, Rücksichten auf die Zweckmäßigkeit für den Verkehr, auf die Standsicherheit, bei Übersetzungen von Flüssen auf die Wasserbewegung und auf die Ökonomie maßgebend.

Im allgemeinen wird man trachten, die Längsachse der Brücke senkrecht auf die Achse der zu übersetzenden Straße oder auf die Richtung des Stromstriches zu stellen, also eine normale Übersetzung anzuordnen, jedoch sind durch den Zug der Verkehrslinie,

insbesondere bei Eisenbahnen, schiefe Brücken häufig nicht zu vermeiden.

Bei Überbrückung von Bächen, kleineren Flüssen oder Verkehrswegen kann man manchmal durch eine Bach- oder Wegkorrektur vorteilhaft der schiefen Brücke ausweichen (Abb. 20); die Ersparnis am Brückenbauwerk selbst muß dann größer sein als der Aufwand für die Erdarbeiten etc., die die Korrektur erforderlich macht, wenn sich diese Lösung als ökonomischer erweisen soll. Für derartige Verlegungen wird man die kleinsten zulässigen Krümmungshalbmesser anwenden. Bei Wegen und Straßen richtet sich der Minimalradius nach dem längsten Fuhrwerk, das die Straße passiert. Bei Bachkorrekturen darf namentlich der Radius der Krümmung vor der Brücke nicht

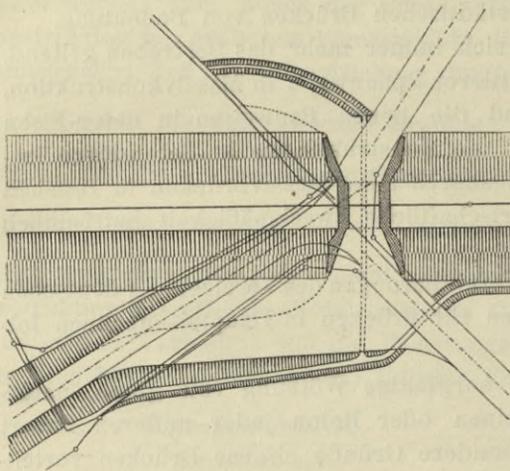


Abb. 20.

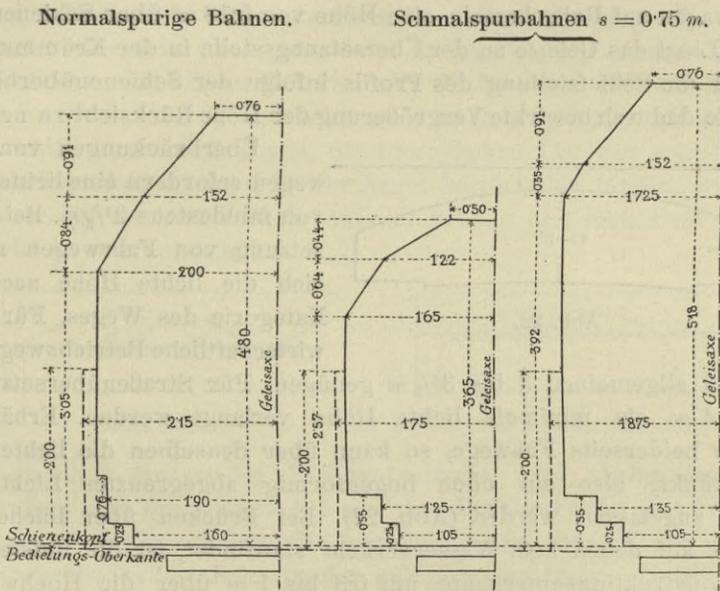
zu gering bemessen werden, weil sonst Aufstauungen oder sogar ein Ausreißen des Wasserlaufes zu befürchten wäre. Solche Weg- und Bachverlegungen ergeben sich beim Baue einer Eisenbahn ziemlich häufig. Nur bei Kreuzung größerer Straßen oder von Straßen in bebauten Ortschaften wird man schon bei der Trassierung auf möglichst normalen Schnitt hinzielen oder schiefe Brücken projektieren, da

hier Verlegungen in der Regel untunlich sind. Dasselbe gilt für größere Wasserläufe. Die schiefen Brücken sind natürlich immer kostspieliger als die normalen, da sie größere Spannweiten haben und längere Pfeiler erfordern.

Man wird weiters, wenn es angeht, die Brücke stets in der Geraden führen. Fälle, wo die Brücke in der Kurve geführt werden muß, ergeben sich insbesondere bei Viadukten in Gebirgsbahnen. Es handelt sich dabei gewöhnlich um die Übersetzung eines Seitentales, das zum Teil ausgefahren wird, um die Entwicklungslänge der Bahn zu vergrößern oder um keinen übermäßig hohen und langen Viadukt zu erhalten. Solche in der Kurve gelegene Brücken werden polygonal mit einzelnen geraden Öffnungen und im Grundriß trapezförmigen

Pfeilern ausgeführt<sup>1)</sup>. Die Breite der Brücke muß natürlich um die Pfeilhöhe des auf eine Öffnungsweite entfallenden Kurvenbogens vergrößert werden.

Bei der Wahl der Lage von Strombrücken spielt zunächst die Terraingestaltung und Bodenbeschaffenheit eine wichtige Rolle. Man wird dabei von dem Gesichtspunkte der möglichen Kostenverminderung unter gleichzeitiger Berücksichtigung der hydrotechnischen Verhältnisse ausgehen, also keine Stelle wählen, wo der Fluß eine Überbreite hat, beziehungsweise wenn ja, dieselbe durch Regulierungsbauten einschränken. Mit Vorteil werden feste, namentlich felsige Uferstellen, wenn solche vorkommen, gewählt.



Der definitiven Wahl der Brückenachse von Strombrücken müssen vorausgehen: geodätische Aufnahmen des Flußufers und des angrenzenden Geländes, Sondierungen, Aufnahmen von Querprofilen des Flußbettes, Beobachtung des Wasserabflusses, geologische Untersuchung des Ufers und des Flußbettes. Ohne genaue Kenntnis des Baugrundes läßt sich weder ein richtiges Projekt ausarbeiten noch ein verlässlicher

<sup>1)</sup> Brücken mit im Grundriß gekrümmtem Tragwerk werden wegen der damit verbundenen höchst ungünstigen Torsionsbeanspruchung nur äußerst selten zur Ausführung kommen. Es ist nur in einer in der Pariser Metropolitanbahn bestehenden eisernen Fachwerkbrücke ein Beispiel einer derartigen Ausführung bekannt.

Kostenvoranschlag aufstellen; es müssen daher für jedes größere Bauwerk Probegrabungen oder Bohrungen an den Stellen, wo die Pfeiler stehen sollen, vorgenommen werden.

Für die Höhenlage der Brückenbahn ist der freizuhaltende lichte Raum unter der Brücke maßgebend. Bei einer Eisenbahnüberbrückung kommt das Lichtraumprofil (Abb. 21) in Frage, in das kein Konstruktionsteil hinreichen darf. Gewöhnlich gibt man darüber hinaus noch einen Spielraum von 10 bis 20 *cm*.

Das Lichtraumprofil für Vollspurbahnen verlangt eine freie Höhe von mindestens 4·80 *m*, jenes für Schmalspur (0·76 *m* Spur) ohne Übergang der Hauptbahnwagen von 3·65 *m*, bei Übergang der Hauptbahnwagen auf Rollschemele eine Höhe von 5·18 *m* über Schienenkopfhöhe. Liegt das Geleise an der Übersetzungsstelle in der Krümmung, so ist auf die Schiefstellung des Profils infolge der Schienenüberhöhung und die dadurch bewirkte Vergrößerung der Höhe Rücksicht zu nehmen.

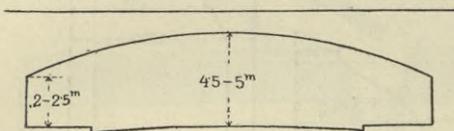


Abb. 22.

Überbrückungen von Fußwegen erfordern eine lichte Höhe von mindestens 2½ *m*. Bei Übersetzung von Fahrwegen richtet sich die lichte Höhe nach der Kategorie des Weges. Für landwirtschaftliche Betriebswege werden im allgemeinen 3 bis 3½ *m* genügen.

Für Straßenübersetzungen wird 4 *m* als minimale lichte Höhe verlangt werden. Erhält die Straße beiderseits Fußwege, so kann über denselben die lichte Höhe beschränkt, also ein oben bogenförmig abgegrenztes Lichtraumprofil zugelassen werden (Abb. 22). Bei Brücken über Bäche und Flüsse, auf denen kein Wasserverkehr stattfindet, ist die tiefste Lage der Konstruktionsunterkante um 0·3 bis 1 *m* über die Hochwasserlinie zu legen; wenn Eisgang oder Holzdrift zu berücksichtigen ist, soll die Konstruktionsunterkante in der Driftlinie nicht tiefer als 0·7 *m* über Hochwasser gelegt werden. Bei großen Flußbrücken empfiehlt es sich aber, dieses Maß auf mindestens 1 *m* zu vergrößern. Eiserne Tragwerke sind auch in ihren Auflagern durchaus hochwasserfrei zu halten. Bei gewölbten Brücken braucht diese Bedingung aber nicht eingehalten zu werden; man kann die Anläufe der Bogen in die Hochwasserlinie legen oder (bei Korbbogen und hohen Segmentbogen) auch noch unter diese herabführen (Abb. 23), wenn nur in der Mitte der gewölbten Öffnung noch genügend freie Höhe über Hochwasser vorhanden ist und durch die eintauchenden Bogen das Durchflußprofil nicht zu sehr verengt wird, weil sonst ein zu großer Stau und

dadurch starker Wasserangriff auf die Pfeiler hervorgerufen werden würde.

Hat der zu überbrückende Fluß Floßverkehr, so ist eine lichte Höhe von 2·5 *m* über dem höchsten Wasserstande, bei dem noch geflößt wird, freizuhalten. Bei Flüssen mit Schiffsverkehr hat man darauf Rücksicht zu nehmen, daß über dem höchsten schiffbaren Wasserstande noch genügend Raum für das Passieren der Schiffe ist, wobei in der Regel ein Niederlegen der Schornsteine und Masten vorausgesetzt werden kann. Im Mittellaufe der Flüsse genügt 4<sup>1</sup>/<sub>2</sub> *m* lichte Höhe<sup>1)</sup>. Im Unterlaufe der Flüsse in der Nähe der Mündungen, wo auch Segelschiffsverkehr stattfindet, sind bedeutend größere lichte Höhen erforderlich, und kann sich hier die Notwendigkeit ergeben, entweder eine sehr hoch gelegte Brücke zu bauen (Cernawodabrücke, Forthbrücke, East-River-Brücken mit 30 bis 45 *m* Durchfahrthöhe) oder an Stelle der Hochbrücke eine niedrig gelegene zu errichten mit Schiffsdurchlaßöffnungen, die beweglichen Überbau erhalten. Die Hochbrücke kommt wohl in der Regel beträchtlich teurer, man wird sie aber bei starkem Verkehr auf der Brücke und lebhaftem Schiffsverkehr immer vorziehen.

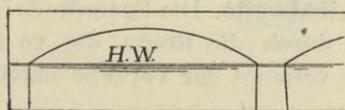


Abb. 23 a.

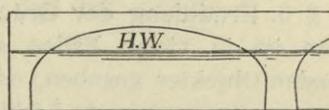


Abb. 23 b.

Die Nivellette der Brückenfahrbahn wird häufig durch die Höhenlage der Anschlußpunkte an den Brückenenden gegeben sein. Eisenbahnbrücken erhalten eine horizontale oder eine in der Steigung der anschließenden Bahnstrecke gelegene Fahrbahn. Gefällsbrücke auf Eisenbahnbrücken sind selten, aber nicht unzulässig. Bei den in stärkeren Steigungen liegenden Bahnbrücken muß auf die Bremskräfte Bedacht genommen werden. Straßenbrücken erhalten zumeist eine horizontale Fahrbahn-Nivellette, doch sind auch längere Brücken mit einseitig ansteigender Fahrbahn ausgeführt (Rheinbrücke in Basel, Brücke Chauderon-Montbenon in Lausanne), was selbst bei monumentalen Brücken keinen schönheitsstörenden Eindruck macht. Häufig kommen bei Straßenbrücken aber auch von den beiden Enden gegen die Mitte ansteigende Brückenbahnen vor und wird diese Anordnung

<sup>1)</sup> Für die neueren Brücken über die großen deutschen Flüsse, Rhein, Elbe, wurden größere Höhenlichtmaße, 8·8 bis 9·1 *m* über dem höchsten schiffbaren Wasserstand festgesetzt; für den kanalisiert Main 6·5 *m*.

insbesondere dort gewählt, wo man (bei Bogen- und gewölbten Brücken) in der Mitte an Konstruktionshöhe gewinnen will. Die Rampen können eine für die betreffende Straßenklasse zulässige Steigung (etwa bis 3<sup>0</sup>/<sub>0</sub>) erhalten und ist zwischen diese Steigungen eine nach einer

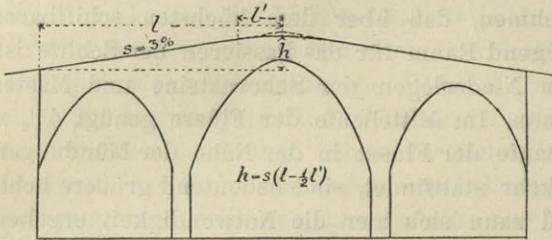


Abb. 24.

Parabel oder einem flachen Kreisbogen gekrümmte Scheitelstrecke einzuschalten (Abb. 24). Die Anordnung solcher gegen die Mitte schwach ansteigenden Fahrbahnen ist bei längeren Brücken auch wegen

besserer Abwässerung günstig und man findet sie daher auch bei neueren Eisenbrücken durchgeführt. Eine starke Überhöhung der Brückenmitte, welche es verhindert, die Brücke ihrer Länge nach zu übersehen, wirkt aber bei monumentalen Straßenbrücken immer unschön (Alexanderbrücke in Paris, Ferdinandsbrücke in Prag).

§ 6. **Ermittlung der Brücken-Lichtweite.** Die Spannweite einer Brücke ist in vielen Fällen schon durch die Breite des zu übersetzenden Objektes gegeben, oder es verlangt der Verkehr unter der Brücke gewisse minimale Lichtweiten.

Bei Eisenbahnüberbrückungen ist, wie oben angegeben wurde, das Lichtraumprofil maßgebend. Danach ist bei Überbrückung einer mehrgeleisigen Vollbahn von der Achse jedes äußeren Geleises (mit Hinzurechnung eines Spielraumes von 15 cm) eine Weite von mindestens 2·15 m frei zu halten, so daß Überbrückungen eingleisiger Bahnen mindestens 4·3 m Lichtweite erfordern. Sollen die Bahneinschnittsgräben auch innerhalb der Brückenöffnung durchgeführt werden, so wird die Weite mit 6·0 m, bei zweigeleisigen Bahnen mit 9·5 m bis 10 m zu wählen sein. In Abb. 25 sind zwei Typen solcher Einschnittsüberbrückungen im Längsschnitte skizziert.

Bei Straßenüberbrückungen ist die Lichtweite durch die Straßbreite bestimmt; dabei ist bei Landstraßen eine Einschränkung um etwa 1 m meist zulässig, weil Bankette entfallen. Auch kann die Führung der Straßengräben, wenn solche vorhanden sind, längs der Widerlager in gemauerten Kanälen oder durch die Widerlager selbst erfolgen, um die Brückenweite einzuschränken. Als Anhaltspunkte mag noch dienen, daß sperrige Fuhrwerke 2<sup>1</sup>/<sub>2</sub> bis 3 m Breite brauchen, daß daher für das Ausweichen zweier Fuhrwerke mindestens 5 m

notwendig ist. Es kommt auch zuweilen der Fall vor, daß ein Weg und ein kleiner Wasserlauf an einer und derselben Stelle zu übersetzen sind. Man kann dann entweder zwei getrennte Objekte anordnen, einen Durchlaß für den Bach, und eine Durchfahrt (Abb. 26a) oder Weg und Bach unter einer gemeinschaftlichen Brücke nebeneinander (b) oder übereinander durchführen (c). Ein Kostenvergleich muß entscheiden, welche Lösung im gegebenen Falle die günstigste ist.

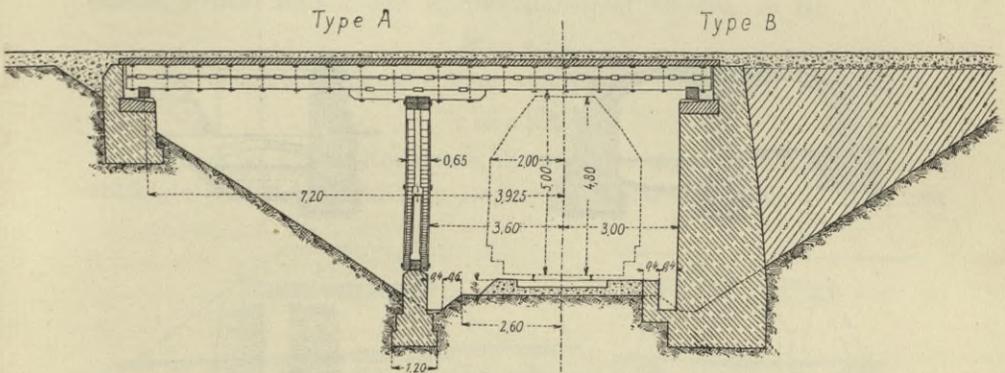


Abb. 25.

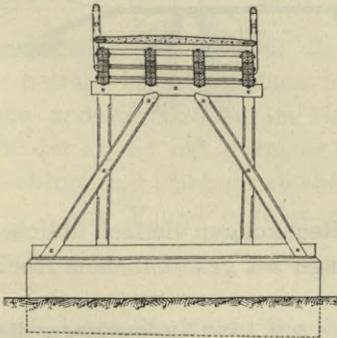


Abb. 25 a.

Bei Überbrückung eines in ein regelmäßiges Gerinne gefaßten Wasserlaufes, z. B. eines Mühlgrabens, eines Schiffahrtskanales bestimmt dessen Breite von selbst die Öffnungsweite der Brücke. Man kann nur zuweilen eine Verminderung der Weite dadurch eintreten lassen, daß man das Gerinne unter der Brücke, anstatt mit Erdböschungen, mit gemauerten Einfassungen versieht. Bei Brücken über Schiffahrtskanälen empfiehlt es sich

nicht, die Wasserspiegelbreite wesentlich einzuschränken. Man wird jedenfalls die Sohlenbreite des Kanals ungeschmälert durchführen und nur etwa die Breite des Leinpfades auf 1,5 bis 2 m reduzieren.

Brücken über fließende Gewässer, und zwar sowohl Strombrücken, wie auch kleine Brücken und Durchlässe, die nur zur Entwässerung eines kleinen Niederschlagsgebietes dienen, erfordern zur

Festsetzung ihrer lichten Weite die Rücksichtnahme auf eine unbehinderte Hochwasserabfuhr und zu diesem Zwecke Erhebungen über die den Brückenquerschnitt passierenden Hochwassermengen.

In manchen Fällen kann hier die Lichtweite nach in der Nähe befindlichen, denselben Wasserlauf überspannenden Brücken bemessen werden, wenn diese sich als richtig dimensioniert erwiesen haben. Für kleine Brücken und Durchlässe genügt es, zur Festsetzung der Lichtweite die Hochwassermenge schätzungsweise aus der Größe des Niederschlagsgebietes zu ermitteln.

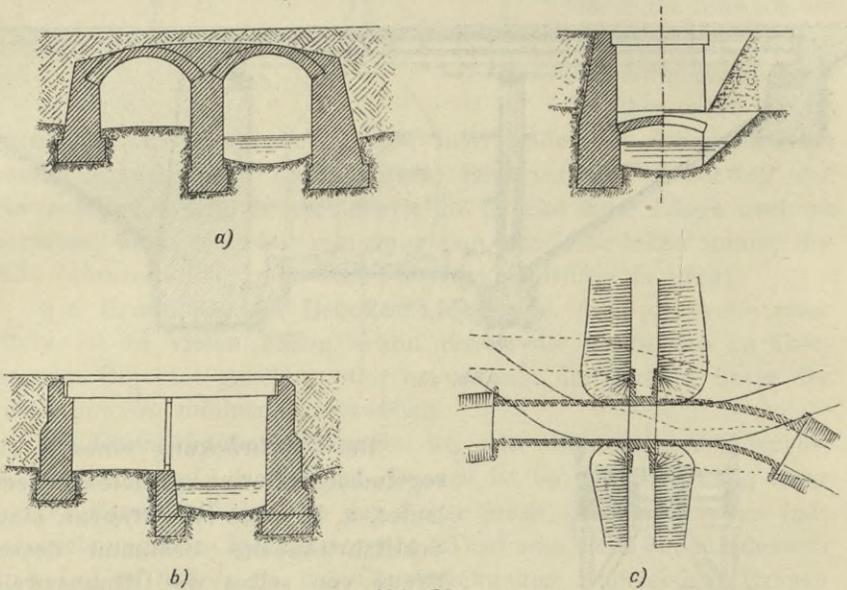


Abb. 26.

Nach einer für diese überschlägigen Rechnungen vielfach üblichen Annahme kann als sekundliche Abflußmenge bei gewöhnlichem Hochwasser gesetzt werden:

	pro 1 km <sup>2</sup> Niederschlagsgebiet
bei Wildbächen . . . . .	6 m <sup>3</sup>
bei Wasserläufen mit einer Tallänge von 4 bis 8 km . . .	4 m <sup>3</sup>
„ „ „ „ „ „ 8 „ 12 km . . .	3 m <sup>3</sup>
„ „ „ „ „ „ 12 „ 16 km . . .	2 m <sup>3</sup>

Bei außergewöhnlichen Hochwässern sind jedoch auch beträchtlich, bis um das Doppelte, größere Abflußmengen beobachtet worden.

Kresnik gibt für die sekundliche Abflußmenge ( $m^3$  pro  $1 km^2$ ) bei Hochwasser die Formel  $W = \alpha \frac{30}{0.5 + \sqrt{A}}$ , worin  $A$  das Niederschlagsgebiet in  $km^2$  und  $\alpha$  einen Koeffizienten bezeichnet, der in der Regel = 1, bei besonders abflußverzögernden Verhältnissen bis auf 0.6 herabgesetzt werden kann.

Die gesamte Abflußmenge ist sonach  $M = W \cdot A$ .

Bezeichnet ferner  $v$  die mittlere Geschwindigkeit des Hochwassers im Brückenquerschnitt,  $f$  die Fläche des Durchflußquerschnittes (nasses Profil) und  $\mu$  den Kontraktionskoeffizienten, so ist

$$M = \mu f v.$$

Die Geschwindigkeit  $v$  läßt sich berechnen nach der Formel:

$$v = c \sqrt{R J}.$$

Darin ist  $c$  eine Konstante, die von der Beschaffenheit des Bettes abhängt;  $R$  der hydraulische Radius,  $J$  das Gefälle. Für  $R$  kann mit

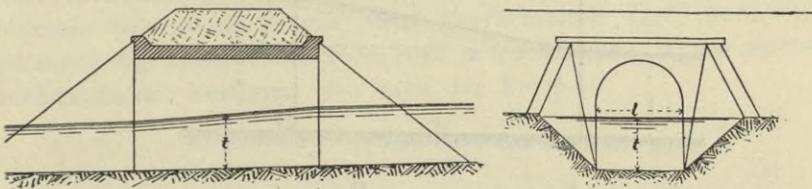


Abb. 27.

genügender Genauigkeit die Wassertiefe  $t$  im Durchlaß gesetzt werden.  $c$  beträgt im allgemeinen 50, bei gepflasterter Sohle 60; dabei sind die anderen Größen im Metermaß einzusetzen.  $\mu$  ist für Durchlässe in der Ebene mit geringer Sohlenneigung mit 0.8, für Durchlässe im Gebirge und stark geschiebeführende Wasserläufe mit 0.5 anzunehmen.

Aus  $M$  und  $v$  folgt die notwendige Durchflußfläche (Abb. 27)

$$f = \frac{M}{\mu v}$$

und damit die lichte Durchlaßweite

$$l = \frac{f}{t}.$$

Die Geschwindigkeit  $v$  bei Hochwasser kann auch mit folgenden Durchschnittsziffern angesetzt werden:

Bei einem Gefälle des Talgerinnes	> 0.01	mittl. Geschwindigk.	$v = 3.5 m$
" " " " "	0.01 bis 0.005	" "	$v = 3.1 m$
" " " " "	< 0.005	" "	$v = 2.1 m$

Beispiel: Die Trasse eines Verkehrsweges kreuzt einen Wasserlauf. Das durch die Trasse abgeschnittene Niederschlagsgebiet sei  $160 \text{ ha} = 1.6 \text{ km}^2$ . Die Tallänge des Wasserlaufes  $= 4 \text{ km}$ , das Längsgefälle  $0.01$ .

Nach obigen Angaben kann gesetzt werden:

$$\text{Abflußmenge } M = 5 \text{ m}^3/\text{u.} \quad 1.6 = 8 \text{ m}^3/\text{u.} \quad v = 3.5 \text{ m.}$$

Daraus ist

$$f = \frac{M}{\mu \cdot v} = \frac{8}{0.5 \cdot 3.5} = 4.6 \text{ m}^2.$$

Für  $t = 1.3 \text{ m}$  folgt  $l = 3.5 \text{ m}$ .

Bei Bestimmung der Öffnungsweite größerer Strombrücken ist auf den durch den Pfeilereinbau verursachten Aufstau Rücksicht zu nehmen. Die diesbezüglichen Berechnungen gehören in das Gebiet der Hydraulik und sollen daher hier nur summarisch behandelt werden.

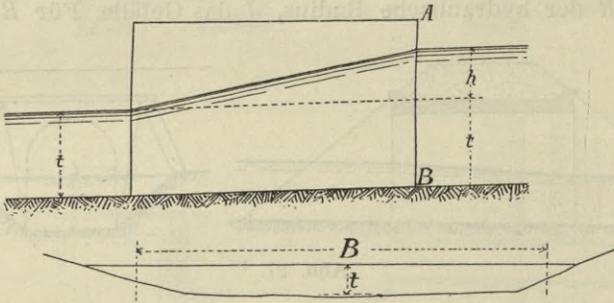


Abb. 28.

In den in Anwendung zu bringenden Formeln bezeichne: (Abb. 28)

- $t$  . . . die Tiefe des ungestauten Wassers,
- $h$  . . . die Stauung infolge des Pfeilereinbaues,
- $v$  . . . die mittlere Geschwindigkeit des ankommenden Wassers im gestauten Querschnitt,
- $b$  . . . die gesamte lichte Durchflußweite der Brücke,
- $B$  . . . die mittlere Breite des Flußprofils oberhalb der Brücke,
- $\mu$  . . . den Kontraktionskoeffizienten.

Es ist dann die gesamte durch den Querschnitt  $AB$  durchfließende Wassermenge:

$$Q = \mu b \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} \left( \left[ h + \frac{v^2}{2g} \right]^{3/2} - \left[ \frac{v^2}{2g} \right]^{3/2} \right) + t \left[ h + \frac{v^2}{2g} \right]^{1/2} \right\} \dots (1)$$

Vernachlässigt man den ersten Teil der Formel, welcher die in der Stauhöhe  $h$  abfließende Wassermenge liefert, so ergibt sich als Näherungsformel:

$$Q = \mu b t \sqrt{2g} \left( h + \frac{v^2}{2g} \right)^{1/2}$$

oder umgeformt:

$$Q = \mu b t \sqrt{2g h + v^2} \quad \dots \quad (1 a)$$

Weiters ist die mittlere Geschwindigkeit im gestauten Querschnitt

$$v = \frac{Q}{B(t+h)} \quad \dots \quad (2)$$

Es können hier zwei Aufgaben vorkommen:

1. Gegeben die lichte Weite; zu berechnen ist der Stau des Wassers  $h$ .

2. Es ist für eine gegebene größte zulässige Stauhöhe  $h$  die erforderliche Brückenlichtweite  $b$  zu berechnen.

Zu berücksichtigen ist, daß die Geschwindigkeit des Wassers im Brückenquerschnitte eine gewisse, durch die Angriffsfähigkeit der Flußsohle bestimmte Grenze nicht überschreiten darf, wenn Auskolkungen bei Hochwasser vermieden werden sollen. Diese mittlere Geschwindigkeit bestimmt sich nach der Formel:

$$v_1 = \frac{Q}{\mu b t}$$

so daß unter Anwendung der Näherungsformel 1 a auch

$$h = \frac{v_1^2 - v^2}{2g}.$$

Die Hochwassermenge muß für diese Berechnungen bekannt sein; ihre Ermittlung ist eine Aufgabe, die ganz in das Gebiet des Wasserbaues fällt und daher hier nicht weiter besprochen wird.

Beim Durchgang des Wassers durch den Brückenquerschnitt tritt eine Kontraktion auf. Der Kontraktionskoeffizient  $\mu$  hängt von der Grundrißform der Pfeiler ab. Bei rechteckigem Pfeilergrundriß ist wegen der plötzlichen Querschnittsänderung die Wirbelbildung sehr bedeutend und der Kontraktionskoeffizient höchstens  $\mu = 0.8$ . Bei Brücken über größere fließende Gewässer erhalten aber die Mittelpfeiler zur besseren Einführung des Wassers Abrundungen, sogenannte Vorköpfe; sind diese halbkreisförmig, spitzbogig oder spitzwinklig, so ist  $\mu$  mit 0.95 anzunehmen. Bei stumpfwinkligen Vorköpfen beträgt  $\mu$  nur 0.9.

Taucht ein Teil der senkrechten Stirnen eines Brückengewölbes ins Wasser, so sinkt  $\mu$  sehr beträchtlich und ist mit 0.7 anzusetzen.

Diese Zahlen gelten aber nur für große Öffnungsweiten (etwa über 100 m). Bei der Lichtweite  $L$  einer Öffnung wäre (nach Sonne) zu setzen:

$$\mu' = 1 - \frac{100}{L} (1 - \mu).$$

Mit Hilfe dieser Angaben lassen sich nun die beiden angeführten Aufgaben lösen.

Beispiele: 1. Der Fluß habe bei Hochwasser eine mittlere Tiefe von  $t = 8$  m und eine Profillfläche  $F = 2100$  m<sup>2</sup>. Das Hochwassergefälle sei  $J = 0.0005$ , die mittlere Geschwindigkeit wurde mit  $v_o = c\sqrt{RJ} = 2.95$  m berechnet. Die mittlere Breite (Breite eines flächengleichen Rechteckes) ist  $B = \frac{F}{t} = \frac{2100}{8} = 262.5$  m. Aus diesen Daten berechnet sich die Hochwassermenge

$$Q = F \cdot v_o = 2100 \cdot 2.95 \text{ m} = 6195 \text{ m}^3.$$

Es soll eine Brücke mit drei Öffnungen zu je 70 m Lichtweite eingebaut werden (Abb. 29); wie groß wird der hierdurch erzeugte Aufstau?

Mit  $b = 210$  m wird zunächst die Geschwindigkeit beim Austritt aus dem Brückenquerschnitt:

$$v_1 = \frac{Q}{\mu b t} = \frac{6195}{0.95 \cdot 210 \cdot 8} = 3.883 \text{ m}.$$

Hierin ist für abgerundete Vorköpfe  $\mu = 0.95$  angenommen worden.

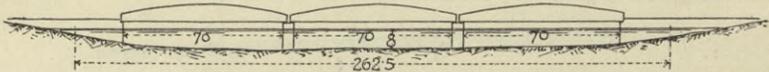


Abb. 29.

Zur Berechnung des Staus  $h$  kann zunächst die unter 1a angegebenen Näherungsformel dienen:

$$h = \frac{1}{2g} (v_1^2 - v_o^2).$$

Wir setzen hier wieder als Näherung  $v = v_o$  und erhalten

$$h = \frac{1}{2g} (3.883^2 - 2.95^2) = 0.325 \text{ m}.$$

Mit Hilfe dieses Näherungswertes für  $h$  erhält man die Geschwindigkeit im gestauten Wasser

$$v = \frac{Q}{B(t+h)} = \frac{6195}{262.5 \cdot 8.32} = 2.836 \text{ m} \quad \text{und} \quad \frac{v^2}{2g} = 0.410.$$

Wir setzen diesen Wert in die Gleichung (1) und gestatten uns im ersten Gliede  $h$  mit dem Näherungswerte 0.3 einzuführen.

$$6195 = 0.95 \cdot 210 \cdot \sqrt{19.6} \left\{ \frac{2}{3} \left[ 0.3 + 0.41^{3/2} - 0.41^{3/2} \right] + 8.0 (h + 0.41)^{1/2} \right\}$$

Hieraus berechnet sich schließlich der korrigierte Wert von

$$h = 0.31 \text{ m}.$$

Der Einbau der Brücke hätte sonach einen Hochwasseraufstau von 31 cm zur Folge.

2. Gegeben ein Flußprofil mit einer mittleren Hochwassertiefe von 3 m und einer Fläche von 180 m<sup>2</sup>. Die mittlere Breite ist daher  $B = 60$  m. Die Wassermenge  $Q$  sei durch Messung oder Rechnung mit 450 m<sup>3</sup>/'' ermittelt worden. Es soll eine Brücke mit einer Öffnung erbaut werden; die Stauung darf nur soweit getrieben werden, daß die Geschwindigkeit innerhalb der Brückenöffnung den Wert 3 m/'' erreicht, weil die lokale Beschaffenheit der Sohle keine größere Geschwindigkeit zuläßt. Im ungestauten Profil beträgt die Geschwindigkeit

$$v_o = \frac{450}{180} = 2.5 \text{ m/''}.$$

Daraus ergibt sich wie vorhin, wenn wir  $v = v_o$  setzen, ein Nährwert für  $h$ :

$$h = \frac{1}{2g} [v_1^2 - v_o^2] = \frac{1}{19.6} (3^2 - 2.5^2) = 14 \text{ cm}$$

der genauere Wert von  $v$  folgt aus

$$v = \frac{Q}{B(t+h)} = \frac{450}{60 \cdot 3.14} = 2.388 \text{ m/''} \text{ und } \frac{v^2}{2g} = 0.290.$$

Nun kann man wieder die Formel 1) zur Anwendung bringen und erhält

$$b = \frac{450}{0.9 \sqrt{19.6} \left\{ \frac{2}{3} \left[ (0.14 + 0.29)^{3/2} - 0.29^{3/2} \right] + 3 (0.14 + 0.29)^{3/2} \right\}}$$

$$\underline{b = 54.9 \text{ m.}}$$

§ 7. **Wahl der Spannweiten der einzelnen Öffnungen.** Ist nach Vorstehendem die mit Rücksicht auf die Hochwasserabfuhr erforderliche gesamte Durchflußweite einer Strombrücke festgestellt worden, so bleibt noch die Aufgabe zu lösen, wie diese Gesamtweite in die Einzelöffnungen aufzuteilen oder wie groß die Zahl der Brückenöffnungen zu wählen ist. Auch bei Talbrücken oder Viadukten wird die Frage nach der zweckmäßigen Größe der Einzelöffnungen zu beantworten sein.

Rücksichten auf den Wasserverkehr verlangen gewisse minimale Lichtmaße und sind die Dimensionen der Flöße und Schiffe, welche an der betreffenden Flußstelle verkehren, maßgebend. Die Floßbreiten sind für die einzelnen Flüsse und Flußstrecken durch die Strompolizeivorschriften normiert; für die kleineren Flüsse mit 4 bis 9 m, für größere Flüsse, auf denen gekuppelte Flöße verkehren, aber mit beträchtlich größeren Maßen. So darf die Floßbreite auf dem Rhein unterhalb Mannheim bis zu 63 m betragen. Die Brückenöffnungen müssen aber, namentlich in gekrümmten Flußstellen, reichlich breiter gehalten werden. Auch dort, wo Kettenschiffahrt stattfindet oder Schiffszüge verkehren, ist eine reichliche Weite der Brückenöffnungen vorzusehen. Oft ist auch die Stellung einzelner Pfeiler einer Strom-

brücke durch die Gestaltung und Beschaffenheit des Flußuntergrundes von vorneherein bedingt. Der Stromstrich ist stets freizuhalten und da er meist in der Flußmitte liegt, so ergibt sich von selbst die Anordnung einer ungeraden Zahl von Stromöffnungen als Regel. Abweichungen hiervon sind aber nicht ausgeschlossen. (Beispiele Elbebrücke der österr. Nordwestbahn bei Tetschen mit bloß 2 Öffnungen, Rheinbrücke oberhalb Koblenz bei Horchheim, projektierte Donaubrücke bei Grein u. a.)

Werden die einzelnen Öffnungen mit unabhängigen, d. h. nicht mit zusammenhängend durchgehenden Tragwerken überspannt, so ist die Anordnung gleicher Spannweiten wegen Vereinfachung und Verbilligung der Ausführung am vorteilhaftesten; jedoch sind auch hier Abweichungen oft begründet. So wird man bei Bogenbrücken mit gegen die Brückenmitte ansteigender Fahrbahn die Spannweiten entsprechend der vergrößerten Pfeilhöhe gegen die Mittelloffnung hin etwas zunehmen lassen. Auch bei durchgehenden (kontinuierlichen) Tragwerkskonstruktionen kann es zweckmäßig sein, die Spannweiten der Seitenfelder kleiner als jene des Mittelfeldes zu machen und es kann umgekehrt die durch andere Umstände bedingte Anordnung ungleich großer Öffnungen zur Wahl einer durchgehenden Tragkonstruktion veranlassen.

Im übrigen wird man aber die Austeilung der Öffnungsweiten einer Brücke unter dem Gesichtspunkte der Erzielung des kleinsten Kostenaufwandes zu treffen haben und dieser Gesichtspunkt ist allein maßgebend, wenn, wie bei Flutbrücken und Viadukten, keine anderen einschränkenden Bedingungen vorliegen. Die Bestimmung der Öffnungsweiten auf Grund der kleinsten Baukosten setzt aber voraus, daß man sowohl die Kosten des Unterbaues wie auch jene des Tragwerkes einer Brücke in ihrer Abhängigkeit von der Spannweite angeben kann und hierbei kommen sowohl die örtlichen Verhältnisse als auch die Art der Brücke, die Art und das Material der Konstruktion in Frage. Einer mathematischen Lösung der Aufgabe auf Grund theoretischer Formeln für Gewicht oder Volumen des Tragwerkes und der Pfeiler wird, da sie nicht leicht alle Faktoren der praktischen Ausführung in Berücksichtigung ziehen kann, nur eine beschränkte Anwendbarkeit zukommen. Man wird in einem gegebenen Falle zu einer ökonomisch günstigsten Anordnung wohl am besten nur durch den Vergleich einiger verschiedener Lösungen gelangen.

Zur Gewinnung allgemeiner Anhaltspunkte möge aber die nachstehende summarische Betrachtung dienen. Es bezeichne

$L$  die gesamte Lichtweite oder Länge der Brücke,

$n$  die Zahl der Brückenöffnungen von der Spannweite  $l = \frac{L}{n}$ ,

$P$  die Kosten eines Mittel- oder Endpfeilers.

Die Kosten des Unterbaues betragen dann  $(n + 1) P$ .

Die Kosten des Überbaues für die Längeneinheit wachsen mit der Spannweite. Wir setzen sie annähernd  $= a + b l$ , worin  $a$  und  $b$  von der Art der Tragkonstruktion abhängige Konstanten sind. Es betragen dann die Kosten des ganzes Überbaues  $(a + b l) L$  und die Kosten der ganzen Brücke

$$K = (n + 1) P + (a + b l) L = (n + 1) P + \left( a + b \frac{L}{n} \right) L.$$

In dieser einfachen Form wird allerdings die Abhängigkeit der Baukosten von der Öffnungsweite oder der Zahl  $n$  der Öffnungen nur unvollständig zum Ausdrucke gebracht. Insbesondere werden auch die Pfeilerkosten  $P$ , wenn auch in minderm Maße, von der Größe der Öffnungsweite abhängen. Sieht man aber hiervon ab, so liefert die Bedingung des Kostenminimums

$$\frac{dK}{dn} = 0 \quad \text{oder} \quad P - b \frac{L^2}{n^2} = 0$$

woraus sich ergibt

$$n = L \sqrt{\frac{b}{P}} \quad \text{oder da} \quad L = n l$$

$$l = \sqrt{\frac{P}{b}} \quad \dots \dots \quad (3)$$

Die Kostenziffer  $b$  ist von der Art der Brücke und von der Konstruktionsart des Brückenüberbaues abhängig. Für eiserne Brückenüberbauten kann man etwa setzen:

a) für eingleisige Hauptbahnbrücken,

wenn  $l < 20^m$  (Blechbrücken),  $b = 15 - 25$

$l > 20^m$   $b = 13 - 15$  Kronen,

b) für zweigleisige Hauptbahnbrücken

$l < 20^m$   $b = 25 - 45$

$l > 20^m$   $b = 22 - 25$  Kronen

c) für Straßenbrücken bei der Breite  $B$  (in Meter) je nach der leichteren oder schwereren Ausbildung der Fahrbahn

$$b = 1.5 B \text{ bis } 2.0 B.$$

Für gewölbte Brücken kann innerhalb der Spannweiten bis zu etwa 30' unter Annahme von Segmentgewölben von  $\frac{1}{5}$  Pfeilverhältnis gesetzt werden:

für eingleisige Brücken  $b = 10$  bis  $15$  Kronen,  
„ zweigleisige „  $b = 17$  bis  $25$  Kronen.

Für größere Spannweiten wächst hier  $b$  jedoch ziemlich beträchtlich.

Beispiel: Für die Überbrückung eines Flusses mit einer eingleisigen Hauptbahn wurde der Bau eines Strompfeilers mit  $80.000$  Kronen veranschlagt. Die günstigste Öffnungsweite für eisernen Überbau berechnet sich nach obigem mit

$$l = \sqrt{\frac{80000}{15}} = 73 \text{ m.}$$

Im Inundationsgebiete koste ein Pfeiler dagegen nur  $20000$   $K$ , die Öffnungsweite der Inundationsbrücke wäre sonach mit zirka  $\sqrt{\frac{20000}{15}} = 36 \text{ m}$  zu wählen.

Die obige Formel gibt, wie schon erwähnt, nur eine ganz bei-läufige und roh angenäherte Lösung; immerhin läßt sie aber erkennen, daß je größer die Kosten eines Pfeilers, je höher also die Pfeiler sind und je schwieriger und teurer ihre Fundierung ist, desto größer auch die Spannweite der einzelnen Öffnungen zu bemessen ist.

Bei der Überbrückung von Flüssen, die ein eingedeichtes Hochwasserbett haben, ergibt sich hiernach von selbst eine zweckmäßige



Abb. 30.

Trennung in eine Strombrücke mit weiten und eine Inundationsbrücke mit kleineren Öffnungen (Abb. 30), entsprechend dem Umstande, daß die Pfeiler der Inundationsbrücke der geringeren Höhe und leichteren Fundierung wegen bedeutend weniger kosten, als jene der Strombrücke.

Bei Talbrücken (Viadukten) ist zunächst die Grenze zwischen Dammschüttung und Viadukt festzustellen, welche dort gelegen ist, wo die Kosten pro Längeneinheit gleich groß werden. Dies ist im großen Durchschnitt bei  $15$  bis  $20 \text{ m}$  Höhe der Fall, doch kann bei unzuverlässigem Dammschüttungsmateriale oder bei großen Grundpreisen auch schon bei niedrigeren Höhen sich ein Viadukt als zweckmäßig erweisen.

Bei flacher Talsohle und nicht durch die Fundierungsverhältnisse beeinflusster Stellung der Pfeiler werden alle Öffnungen gleich groß gehalten, bei steilen Talwänden dagegen werden entsprechend der zunehmenden Pfeilerhöhe die mittleren Öffnungen größer. Obige Formel liefert hierfür wieder einige Anhaltspunkte.

### § 8. Abmessungen des Brückenquerschnittes.

a) Die Breite der Straßenbrücken, d. i. die nutzbare Breite der Brückenbahn zwischen den Geländern oder den sie seitlich begrenzenden Tragwänden, richtet sich nach der Wichtigkeit und Frequenz der Straße. Gewöhnlich ist sie schon durch die Breite der anschließenden Straße bestimmt, doch sind bei ganz untergeordneten Wegen Einschränkungen zulässig. Die kleinste Breite für eine Fahrbrücke von ganz geringer Frequenz und kurzer Länge ist 3·0<sup>m</sup>, doch wird man sie in der Regel nicht unter 5<sup>m</sup> bemessen. Als Richtschnur kann dienen, daß

ein Wagen	3 <sup>m</sup>
zwei Wagenreihen	5 bis 6 <sup>m</sup>
drei Wagenreihen	7 „ 8 <sup>m</sup>
vier Wagenreihen	9 „ 10·5 <sup>m</sup>

Breite erfordern. Dabei ist aber vorausgesetzt, daß die Wagen über die Bordsteine der Straßenfahrbahn hinausreichen können, daß sonach der lichte Abstand der Geländer größer ist. Neben der Straßenfahrbahn werden in der Regel, wenigstens einseitig, meist aber beiderseitig, Fußgängerwege angebracht. Nur bei untergeordneten Straßenbrücken können dieselben entfallen. Ihre Breite ist mit 1<sup>m</sup> bis 1·5<sup>m</sup> anzunehmen, für städtische Brücken je nach der Frequenz mit 2 bis 4<sup>m</sup>. Städtische Brücken erhalten dann auch Fahrbahnbreiten von 10 bis 12<sup>m</sup> und darüber, einschließlich der Fußwege von 16 bis 20<sup>m</sup> und darüber. (Alexanderbrücke in Paris, Gesamtbreite 40·25<sup>m</sup>).

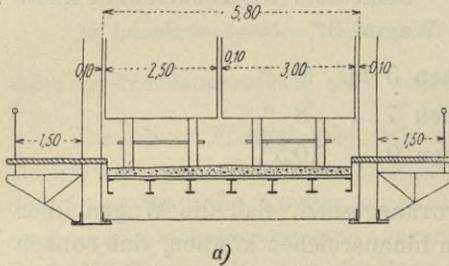
In Österreich werden die in öffentlichen (Reichs-, Landes- und Bezirks-) Straßen gelegenen Brücken nach 3 Klassen unterschieden, für deren Breitenabmessungen die in den Abbildungen 31 a bis e eingeschriebenen Maße als Mindestmaße vorgeschrieben sind. Bei den Brücken 1. und 2. Klasse sind getrennte Fußwege vorgesehen und es hat der lichte Abstand der Hauptträger, beziehungsweise der Geländer, bei den Brücken 1. Klasse 5·8<sup>m</sup>, beziehungsweise 7·0<sup>m</sup>, bei den Brücken 2. Klasse 5·3<sup>m</sup>, beziehungsweise 6·4<sup>m</sup> zumindest zu betragen, je nachdem die Brückenbahn durch die Hauptträger unterteilt ist oder nicht. Brücken 3. Klasse erhalten keine getrennten Fußwege und eine Mindestbreite von 5<sup>m</sup>.

Der Brückenquerschnitt ist ferner in einer Höhe von mindestens 4·5<sup>m</sup> über der Fahrbahnoberfläche und von 2·5<sup>m</sup> über den Gehwegen von allen Konstruktionsteilen frei zu halten.

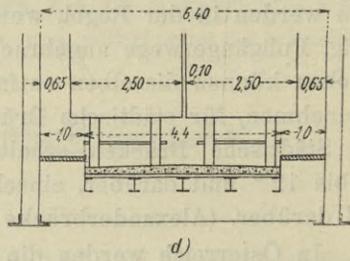
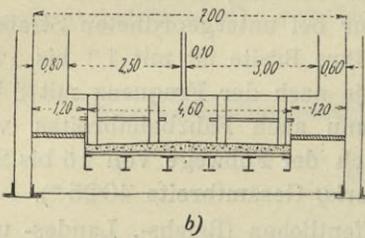
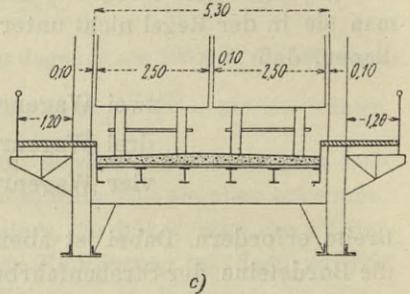
Fußgängerbrücken erhalten 2 bis 3<sup>m</sup> Breite, bei starker Frequenz bis zu 5<sup>m</sup>.

b) Die Breite der Eisenbahnbrücken ist durch das Normal-Lichttraumprofil (Abb. 21) bestimmt. Die österreichische Brückenverordnung schreibt vor, daß bei Brücken in Vollspurbahnen an jeder Stelle zwischen der nächsten Geleisachse und dem Geländer oder dem äußeren Dielungsrande eine Entfernung von  $2.15\text{ m}$  vorhanden sein muß. Bei neu herzustellenden Brücken, welche innerhalb einer

Straßen I. Klasse.



Straßen II. Klasse.



Straßen III. Klasse.

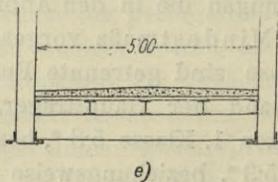


Abb. 31.

Station liegen, ist dieser Abstand auf  $3.0\text{ m}$ , bei solchen, welche innerhalb einer Entfernung von  $400\text{ m}$  von der äußersten Weichenspitze einer Station liegen, auf  $2.50\text{ m}$  zu vergrößern. Dieses Maß ist in einer Höhe von  $2\text{ m}$  über der Bedielung einzuhalten, darüber hinaus ist die Begrenzung des Lichtraumprofils maßgebend. Brücken, auf denen das Geleise in einer Kurve liegt, erfordern eine Vergrößerung der Breite, beziehungsweise des lichten Abstandes der Hauptträger

zumindest um das der Brückenspannweite entsprechende Maß des Krümmungspfeiles und es ist auch auf die Schiefstellung des Lichtraumprofils in der Kurve Rücksicht zu nehmen.

Die Frage, ob die Brücke ein- oder zweigeleisig gebaut werden soll, ist meist schon durch die ein- oder zweigeleisige Anlage der Bahn, der die Brücke angehört, entschieden. Eingeleisig erbaute

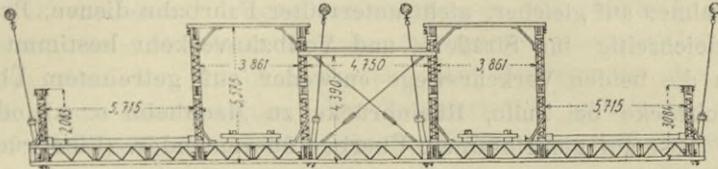


Abb. 32. Querschnitt der Brooklynbrücke. Maßstab 1 : 300.

Bahnen erhalten in der Regel auch nur eingeleisige Brücken, doch sollte auf eine Erweiterungsmöglichkeit Bedacht genommen werden, wenn die spätere Ausführung eines zweiten Geleises mit einiger Wahrscheinlichkeit zu erwarten ist. Man führt daher den Unterbau größerer Brücken, oder wenigstens ihre Fundamente häufig von vorne-

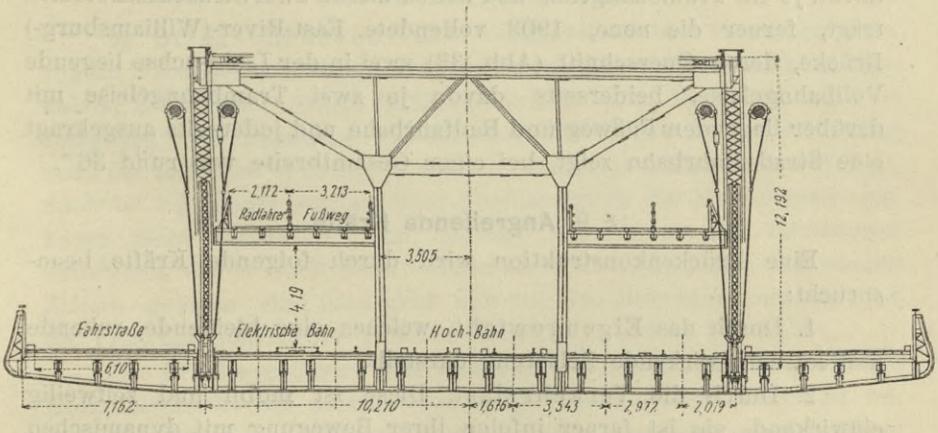


Abb. 33. Querschnitt der Williamsburgbrücke. Maßstab 1 : 300.

herein zweigeleisig aus, so daß es leicht möglich ist, für das später zu errichtende zweite Geleise einen selbständigen Überbau aufzulegen. Die Lösung dieser Frage sollte jedoch auf ihre wirtschaftliche Richtigkeit in jedem Fall besonders studiert werden. Bei von vorneherein zweigeleisiger Ausführung wäre zu entscheiden, ob der Überbau für jedes Geleise ganz unabhängig und getrennt, oder ob er für

beide Geleise gemeinsam angeordnet werden soll. Die letztere Lösung ist die vorteilhaftere und sparsamere. Bei mehrgeleisigen Brücken kann sich aber, sehr große Spannweiten ausgenommen, eine Trennung in doppelgeleisige Überbauten empfehlen.

c) In einigen Fällen haben Brücken mehrfache Verkehrsbahnen erhalten und zählen hierher auch die häufigen Beispiele, wo Straßenbrücken zur Überführung der Geleise elektrischer Tram- oder sonstiger Kleinbahnen auf gleicher, nicht unterteilter Fahrbahn dienen. Brücken, die gleichzeitig für Straßen- und Vollbahnverkehr bestimmt sind, tragen die beiden Verkehrswege entweder auf getrenntem Überbau (Donaubrücke bei Tulln, Rheinbrücke zu Mannheim u. a.) oder es liegen diese auf gemeinsamem Überbau übereinander. (Elbebrücke zu Aussig, Neckarbrücke zu Neckargmünd u. a.). Die letztere Anordnung ist wegen der geringeren Breite, die sie im Unterbau beansprucht, und weil nicht gleichzeitig beide Verkehrsbahnen als voll belastet angenommen zu werden brauchen, in der Regel die billigere. Beispiele mehrfacher Verkehrsbahnen bieten die großen Brücken in New-York. Die Brooklynbrücke (Abb. 32), 1876 erbaut, welche bei rund 26<sup>m</sup> Gesamtbreite in der Mitte einen erhöht liegenden Fußweg, beiderseits davon je ein Trambahngleis und neben diesen zwei Straßenfahrbahnen trägt, ferner die neue, 1903 vollendete East-River-(Williamsburg-) Brücke, deren Querschnitt (Abb. 33) zwei in der Längsachse liegende Vollbahngleise, beiderseits davon je zwei Trambahngleise mit darüber liegendem Fußweg und Radfahrbahn und jederseits ausgekragt eine Straßenfahrbahn zeigt, bei einer Gesamtbreite von rund 36<sup>m</sup>.

### § 9. Angreifende Kräfte.

Eine Brückenkonstruktion wird durch folgende Kräfte beansprucht:

1. Durch das Eigengewicht, welches eine bleibende, ruhende und lotrecht wirkende Belastung darstellt.

2. Durch die Verkehrslast. Diese ist mobil und zeitweilig einwirkend, sie ist ferner infolge ihrer Bewegung mit dynamischen Einwirkungen verbunden. Auch die Verkehrslasten beanspruchen die Brückenkonstruktion vor allem durch ihre lotrechten Schwerkkräfte, doch können durch die bewegten Lasten auch wagrechte Kräfte hervorgerufen werden. (Seitenstöße der Fahrzeuge, Fliehkräfte, Bremskräfte.)

3. Durch den Winddruck, der als eine wagrechte und senkrecht zur Längsachse der Brücke wirkende Kraft in Rechnung gebracht wird.

4. Bei statisch unbestimmten Tragwerkssystemen bringen im allgemeinen auch die Temperaturänderungen Kräfte und Spannungen hervor. Für die Pfeiler und Widerlager können auch noch der Erddruck sowie Wirkungen der Wasser- und Eisströmungen und endlich der Auftrieb des Wassers in Betracht kommen.

### 1. Eigengewicht.

Für die den Festigkeitsanforderungen entsprechende Dimensionierung eines Brückenüberbaues müssen die angreifenden Kräfte gegeben sein. Da jedoch anderseits zur Bestimmung des Eigengewichtes die Abmessungen der Tragwerksteile gebraucht werden, so ist diese Aufgabe nicht direkt zu lösen. Man muß vielmehr zu Zwecken der statischen Berechnung für das Eigengewicht zunächst möglichst zutreffende schätzende Annahmen machen. Anhaltspunkte hierfür geben die Gewichte gut konstruierter, ausgeführter Brücken und die hiernach entwickelten Gewichtsformeln. Nähere Angaben darüber können erst bei der Besprechung der einzelnen Konstruktionsysteme gemacht werden.

### 2. Verkehrsbelastung.

a) Straßenbrücken. Als Verkehrslast bei Straßenbrücken kommt Menschengedränge, ferner Belastung durch Wagen und Straßenwalzen in Betracht. Einem Gedränge von 5 bis 6 Menschen auf  $1 m^2$  entspricht eine Belastung von 340 bis 460  $kg$  pro  $1 m^2$ . Es ist zwar noch ein dichteres Gedränge denkbar, mit 8 bis 9 Menschen auf  $1 m^2$ , doch ist bei einem solchen eine Fortbewegung des Menschenstromes kaum mehr möglich<sup>1)</sup>. Man begnügt sich daher mit Belastungsannahmen, die je nach der Frequenz der Brücke zwischen den obigen Ziffern gelegen sind und geht nur bei der Belastungsannahme für die Fußwege städtischer Brücken höher, auf 520 bis 560  $kg/m^2$ .

Die Brückengeländer sind auf eine in Geländerhöhe angreifende Horizontalkraft von mindestens 40  $kg$  pro laufenden Meter zu berechnen. Für frequente städtische Brücken empfiehlt es sich, diese Kraft größer, mit 80 bis 100  $kg$  pro  $1 m$ , anzunehmen.

Neben der Belastung durch Menschengedränge ist bei Straßenbrücken stets auch die Einwirkung einer Wagenbelastung zu untersuchen. Dies geschieht in der Weise, daß man die ganze Fahrbahn-

---

<sup>1)</sup> Nach Versuchen von Prof. Johnson (American Soc. of Civ. Eng 1905, p. 371) können im dichtesten Gedränge sogar 10 Menschen auf  $1 m^2$  stehen, was einer Belastung von etwa 800  $kg/m^2$  entspricht.

breite mit Wagenzügen besetzt annimmt und den frei bleibenden Raum mit Menschengedränge belastet.

Für die Fahrbahnteile (Längs- und Querträger) ist die Wagenbelastung oder die Belastung durch Straßenwalzen stets ungünstiger als die Belastung durch Menschengedränge. Auch für die Hauptträger wirkt die Wagenbelastung bei Spannweiten bis zu 30 bis 40 m in der Regel ungünstiger. Bei größeren Spannweiten ist dagegen die Beanspruchung durch Menschengedränge ausgiebiger, wenn nicht besonders schwere Wagenlasten in Betracht zu ziehen sind.

Die Belastungsannahmen sind in den meisten Ländern durch behördliche Vorschriften normiert. In Österreich kommt die Verordnung des Ministeriums des Innern von 1905 für Straßenbrücken mit hölzernen und eisernen Tragwerken (und die gleichlautende Verordnung des Eisenbahnministeriums von 1904) in Betracht. Dieselbe schreibt folgende Belastungsannahmen vor:

#### Brücken erster Klasse.

a) Vierräderige Lastwagen von je 12 t Gesamtgewicht bei 7·8 m Länge (ohne Deichsel), 2·5 m Breite, 3·8 m Radstand, 1·6 m Spurweite,

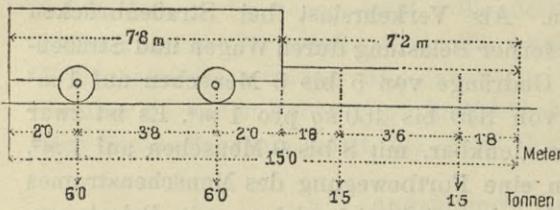


Abb. 34.

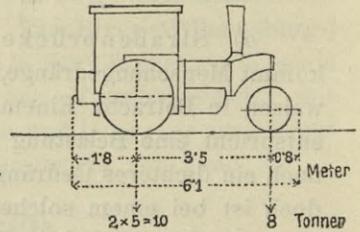


Abb. 35.

mit einer Bespannung von 4 Pferden im Gesamtgewichte von 3 t auf 7·2 m Länge nach Abb. 34.

b) Eine Menschenlast von 460 kg auf 1 m<sup>2</sup>.

c) Eine Dampfstraßenwalze von 18 t Gesamtgewicht (wovon 8 t auf die Vorderwalze und je 5 t auf jede der beiden Hinterwalzen entfallen), 6·1 m Länge, 2·5 m Gesamtbreite, 3·5 m Achsenstand. 1·3 m lichte Spurweite der Hinterwalzen, 1·4 m Breite der Vorder-, 0·5 m Breite jeder Hinterwalzen nach Abb. 35.

#### Brücken zweiter Klasse.

a) Vierräderige Lastwagen von je 8 t Gesamtgewicht bei 5·4 m Länge (ohne Deichsel), 2·4 m Breite, 2·8 m Radstand, 1·5 m Spurweite,

mit einer Bespannung von 2 Pferden im Gesamtgewichte von 1·5 t auf 3·6 m Länge nach Abb. 36.

b) Eine Menschenlast von 400 kg auf 1 m<sup>2</sup>.

c) Eine Dampfstraßenwalze von 14 t Gesamtgewicht (wovon 6 t auf die Vorderwalze und je 4 t auf jede der beiden Hinterwalzen

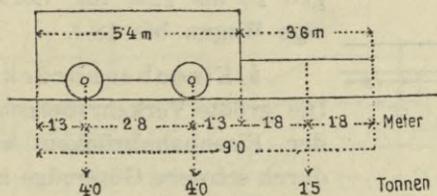


Abb. 36.

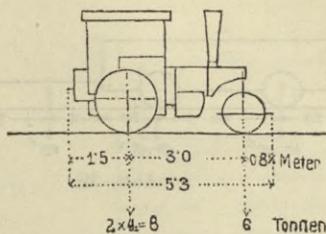


Abb. 37.

entfallen), 5·3 m Länge, 2·4 m Gesamtbreite, 3·0 m Achsenstand, 1·1 m lichte Spurweite der Hinterwalzen, 1·2 m Breite der Vorder-, 0·4 m Breit jeder Hinterwalze nach Abb. 37.

### Brücken dritter Klasse.

a) Vierräderige Lastwagen von je 3 t Gesamtgewicht bei 4·8 m Länge (ohne Deichsel), 2·3 m Breite, 2·4 m Radstand, 1·4 Spurweite mit einer Bespannung von 2 Pferden im Gesamtgewichte von 1 t auf 3·2 m Länge nach Abb. 38.

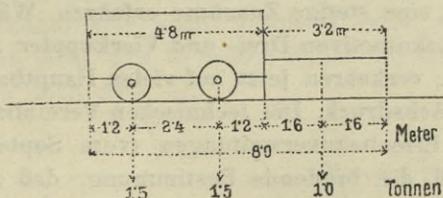


Abb. 38.

b) Eine Menschenlast von 340 kg auf 1 m<sup>2</sup>.

In manchen Fällen, insbesondere für großstädtische Brücken mit starkem und schwerem Verkehre wird auch noch schwereres Lastfuhrwerk, als es die obige Verordnung für Straßen erster Klasse vorschreibt, in Berücksichtigung zu ziehen sein. Man rechnet dann mit Wagen von 20 bis 30 t Gewicht bei 4 m Radstand und 7 bis 8 m Wagenlänge (Abb. 39). Bei den neueren Wiener städtischen Straßenbrücken wurde sogar ein 40 t schwerer Wagen der Berechnung zu-

grunde gelegt. Es ist aber nur ein einziger solcher besonders schwerer Wagen gleichzeitig mit leichteren Wagen auf der Brückenfahrbahn aufzustellen.

Wird eine elektrische Straßenbahn über die Brücke geführt, so sind die entsprechenden Wagengewichte zu berücksichtigen. Dieselben betragen für zweiachsige Wagen 10 bis 12 *t*, für vierachsige Wagen bis 18 *t*.

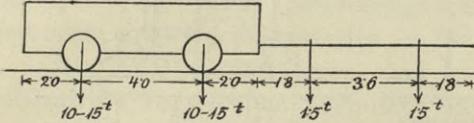


Abb. 39.

b) Eisenbahnbrücken.  
Die größte Verkehrsbelastung der Eisenbahnbrücken wird durch schwere Güterzüge hervorgerufen.

Man nimmt einen idealen Belastungszug an, der je nach der Bahnkategorie (Haupt-, Neben- und Schmalspurbahnen) aus den schwersten Fahrbetriebsmitteln zusammenzustellen ist. An der Spitze des Zuges stehen 2 bis 3 Lokomotiven mit angehängten Tendern, und im übrigen besteht der Zug aus lauter vollbeladenen Güterwagen. Es kann nun allerdings, z. B. in Kriegszeiten, sogar vorkommen, daß ganze Lokomotivzüge über die Brücke gehen, welche aber nicht sämtlich aus der schwersten Type bestehen und auch nicht das volle Dienstgewicht haben werden. Übrigens sind für solche Ausnahmefälle auch höhere Belastungen durch den Sicherheitsgrad der Konstruktion gedeckt. Was die Fahrbetriebsmittel der Hauptbahnen betrifft, so haben die Gewichte der Lokomotiven und Achslasten der Güterwagen in den letzten Dezennien eine stetige Zunahme erfahren. Während früher als die schwersten Lokomotiven Drei- und Vierkuppler mit  $12\frac{1}{2}$  bis 13 *t* Achsdruck galten, verkehren jetzt auf vielen Hauptbahnen Fünfkuppler mit 14 bis 16 *t* Achsdruck. Die technischen Vereinbarungen des Vereines deutscher Eisenbahnverwaltungen (vom September 1900) enthalten demgemäß die bindende Bestimmung, daß allen neu zu erbauenden Brücken ein Belastungszug zugrunde zu legen ist, der aus zwei Lokomotiven samt Tendern und einer unbeschränkten Anzahl einseitig angehängten Güterwagen besteht. Die fünfachsigen Lokomotiven sollen die erste Achse mit mindestens 14 *t*, die übrigen vier Achsen bei 1,4 *m* Radstand mit mindestens 16 *t* belastet haben. Die dreiachsigen Tender haben 13 *t*, die zweiachsigen Güterwagen, mit 2,5 *m* Radstand, 9 *t* Achslast.

In Österreich ist hinsichtlich der Berechnungsannahmen für Eisenbahnbrücken die Verordnung des Eisenbahnministeriums vom 28. August 1904 maßgebend.

Dieselbe schreibt für neu zu erbauende Eisenbahnbrücken die folgenden Belastungsnormen vor.

Belastungsnorm I.

Für vollspurige (Haupt-) Bahnen: Belastungszug aus zwei der in Abb. 40 dargestellten Lokomotiven samt Tendern und einseitig angereihten Wagen nach Abb. 41.

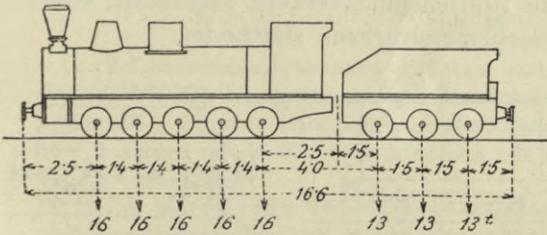


Abb. 40.

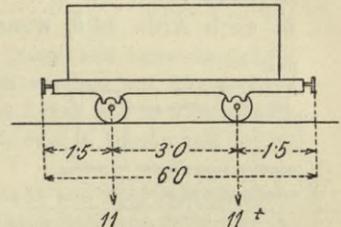


Abb. 41.

Für die Berechnung kleinerer Brücken sowie der Quer- und Schwellenträger ist, sofern für diese weniger als 5 Lokomotivachsen in Frage kommen, der Druck einer Lokomotivachse, und zwar der an der ungünstigsten Stelle wirkenden, auf 20 t zu erhöhen.

Belastungsnorm II.

Für solche vollspurige Bahnen (Nebenbahnen), für welche Belastungsnorm I nicht vorgeschrieben ist.

Belastungszug, bestehend aus zwei der in Abb. 42a dargestellten dreiachsigen Lokomotiven samt Tendern oder aus zwei Tenderlokomotiven nach Abb. 42b in beiden Fällen mit einseitig angereihten Wagen wie oben nach Abb. 41.

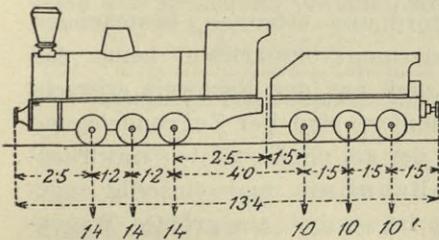


Abb. 42a.

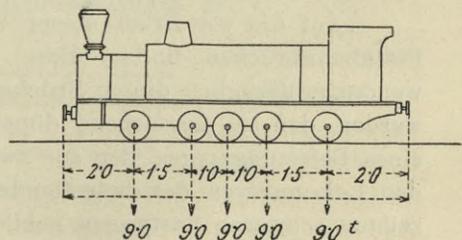


Abb. 42b.

Die Brücken haben beiden Lokomotivgattungen zu entsprechen. Für die Berechnung kleiner Brücken, sowie der Quer- und Schwellenträger sind zwei 1.2 m weit entfernte Achsen anzunehmen, von denen die eine mit 16 t, die andere mit 14 t belastet ist, sofern sich dafür

größere Einwirkungen herausstellen als für die obigen mehrachsigen Lokomotiven.

### Belastungsnorm III.

Für Bahnen mit 760 mm Spurweite: Belastungszug aus zwei Tenderlokomotiven nach Abb. 43 und einseitig angereichten Wagen, und zwar:

- a) nach Abb. 44 a, wenn kein Rollschemmelverkehr stattfindet, oder
- b) nach Abb. 44 b, wenn Rollschemmelverkehr stattfindet.

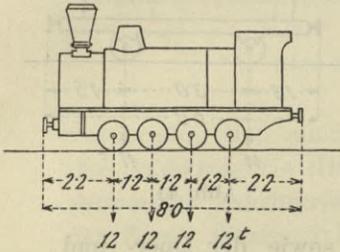


Abb. 43.

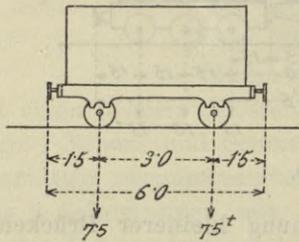


Abb. 44 a.

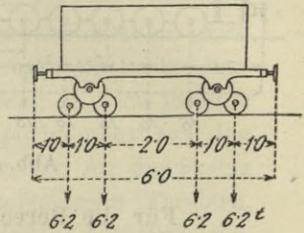


Abb. 44 b.

Die österreichische Brückenverordnung enthält ferner folgende Bestimmungen.

„Wenn eiserne Tragwerke den Stößen der Fahrzeuge ohne Vermittlung eines elastischen Zwischenmittels ausgesetzt sind, so ist die Einwirkung der Verkehrslast um 10% zu vergrößern.“

„Der Berechnung der hölzernen Tragwerke und der hölzernen Brückenschwellen sind als Verkehrslasten jene am ungünstigsten einwirkenden Fahrbetriebsmittel zugrunde zu legen, welche mit Rücksicht auf den Oberbau und die eisernen Brückentragwerke auf der betreffenden Bahnlinie verkehren dürfen.“

„Auf die vor Erlaß dieser Verordnung erbauten, bestehenden Eisenbahnbrücken finden diese Belastungsvorschriften keine Anwendung. Bezüglich dieser Brücken muß nur der Nachweis erbracht werden, daß sie ausreichend dimensioniert sind bei Zugrundelegung eines Belastungszuges, der aus zwei der am ungünstigsten einwirkenden Lokomotiven der betreffenden Bahnlinie und einseitig angereichten schweren Lastwagen gebildet ist, wobei als größtes Wagen-gewicht bei Vollspurbahnen 3·1 t auf das laufende Meter gesetzt werden darf.“

Von den in anderen Ländern geltenden Brückenberechnungs-Vorschriften seien hier noch angeführt:

Die preußische Verordnung vom Jahre 1901. Sie schreibt einen Belastungszug vor, bestehend aus zwei Lokomotiven in ungünstigster Stellung und

einer unbeschränkten Zahl einseitig angehängter Güterwagen. Die Achslasten sind etwas größer als nach der österreichischen Verordnung und betragen bei der Lokomotive 17 t (Radstand 1,5 m), bei den Güterwagen 13 t (Radstand 3 m) (siehe Schema Abb. 45).

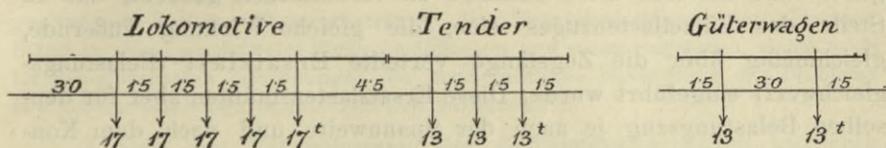


Abb. 45.

Bei Berechnung kleinerer Brücken und der Quer- und Schwellenträger sind, soweit sich hierdurch größere Beanspruchungen ergeben als durch obige Lokomotive, folgende Belastungen anzunehmen: Eine Achse mit 20 t Belastung, oder 2 Achsen mit je 20 t, oder 3 Achsen mit je 19 t, oder 4 Achsen mit je 18 t bei 1,5 m Radstand.

Der bayerische Verordnungs-Lastenzug besteht aus zwei Lokomotiven nach dem Schema der Abb. 46 und einer unbeschränkten Zahl von Güterwagen; die Lokomotiven sind zwischen den Güterwagen einzuschalten, wenn damit eine

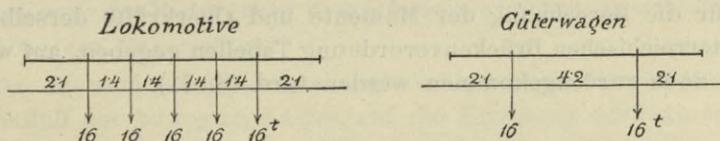


Abb. 46.

ungünstigere Einwirkung verbunden ist. Für Konstruktionen, für deren Beanspruchung nicht mehr als eine Maschine in Frage kommt, ist die an ungünstigster Stelle wirkende Achslast auf 18 t zu erhöhen.

In Amerika bestehen zwar keine allgemein gültigen Vorschriften für die Belastungsannahmen der Eisenbahnbrücken, doch wird vielfach von den großen Bahngesellschaften und Brückenbauanstalten das nachstehende Schema (Coopers Standard loading) zugrunde gelegt. Es werden hiernach an der Spitze des Zuges 2 fünfachsige Lokomotiven mit vierachsigen Tendern und anschließend daran eine gleichmäßig verteilte Last angenommen (Abb. 47).

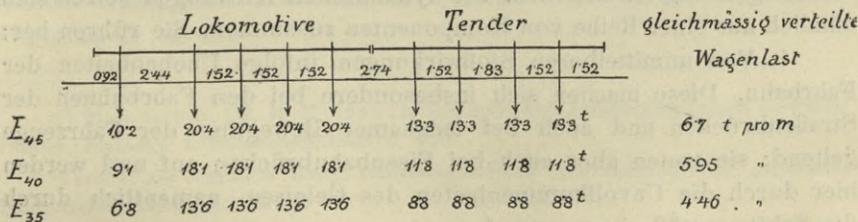


Abb. 47.

Die Berechnung der größten statischen Einwirkungen, welche von der aus einem Zuge von Einzellasten bestehenden Verkehrslast

hervorgerufen werden, ist nach dem heutigen Stande der Theorie, zumal unter Anwendung des graphischen Verfahrens mit Hilfe von Einflußlinien, keine schwierige, aber immerhin eine zeitraubende Aufgabe. Man hat sich diese dadurch zu vereinfachen gesucht, daß an Stelle des Einzellastenzuges eine, die gleiche Wirkung äußernde, gleichmäßig über die Zugslänge verteilte Ersatzlast (Belastungsgleichwert) eingeführt wurde. Diese Ersatzlasten müßten aber für denselben Belastungszug je nach der Spannweite und nach dem Konstruktionssystem des Tragwerkes, aber auch für verschiedene Stellen oder Teile desselben eine verschiedene Größe erhalten. Da solche Ersatzlasten sonach nur eine ganz beschränkte Giltigkeit haben und auf andere Verhältnisse, als für welche sie berechnet wurden, angewendet nur eine ungenaue Übereinstimmung mit der Wirkung des Einzellastenzuges ergeben können, so ist man von der Angabe solcher Belastungsgleichwerte in den neueren Brückenverordnungen abgegangen. Dafür ist für die häufigst vorkommende Berechnung des einfachen Balkenträgers eine andere Vereinfachung zugestanden und sind für die Berechnung der Momente und Querkräfte derselben in der österreichischen Brückenverordnung Tabellen gegeben, auf welche später noch zurückgekommen werden wird (S. 71).

### 3. Die dynamischen Wirkungen der Verkehrslast.

Die Verkehrslast verhält sich, wie bereits oben bemerkt wurde, anders wie eine ruhende Belastung. Zu ihrer statischen Wirkungsweise treten infolge der Bewegung der Lasten dynamische Einwirkungen, die mit der Schnelligkeit der Bewegung und mit der durch die Unebenheiten der Bahn hervorgerufenen Stoßwirkung zunehmen.

Es ist aber ungemein schwierig, wenn nicht unmöglich, die damit verbundene Erhöhung der Beanspruchung der Tragkonstruktion rechnerisch festzustellen. Die dynamischen Wirkungen setzen sich nämlich aus einer Reihe von Komponenten zusammen. Sie rühren her:

1. Von unmittelbaren Stoßwirkungen infolge Unebenheiten der Fahrbahn. Diese machen sich insbesondere bei den Fahrbahnen der Straßenbrücken und auch bei langsamer Bewegung der Fahrzeuge geltend; sie treten aber auch bei Eisenbahnbrücken auf und werden hier durch die Unvollkommenheiten des Geleises, namentlich durch die Schienenstöße hervorgerufen.

2. Von Schwingungen, in welche das Gesamtsystem des Tragwerkes dadurch versetzt wird, daß infolge der Schnelligkeit der darüber bewegten Lasten der Spannungswechsel mit einer gewissen

Geschwindigkeit, also unter dem Auftreten innerer lebendiger Kräfte vor sich geht.

Die Schwingungen erfolgen um die, der ruhenden Belastung entsprechende Gleichgewichtslage, da aber diese mit der Lastlage wechselt und sich bei einem gegliederten System (Fachwerksträger) die Längsschwingungen der einzelnen Stäbe in sehr komplizierter Weise beeinflussen und zusammensetzen, so ist auch für die einfachsten Anordnungen die mathematische Behandlung des Problems mit außerordentlichen Schwierigkeiten verbunden<sup>1)</sup>.

3. Von der Vergrößerung der Schwerkkräfte durch lotrechte Fliehkräfte, die dadurch hervorgerufen werden, daß der Schwerpunkt der Lasten infolge Durchbiegung der Fahrbahn eine in lotrechter Ebene gelegene Kurve beschreibt. Wenn auch der Krümmungsradius dieser Bahnkurve sehr groß ist, so zeigen darüber angestellte Untersuchungen<sup>2)</sup>, daß dieser Einfluß bei schnell bewegten Lasten (Eisenbahnbrücken) nicht allzu geringfügig ist.

4. Bei Eisenbahnbrücken erzeugen die rotierenden Gegengewichte an den Lokomotivtriebrädern eine abwechselnde Verstärkung und Verminderung des Raddruckes, demzufolge vergrößerte Lasteinwirkung gegenüber der Ruhestellung.

Da es nach dem Gesagten schwer oder ganz unmöglich ist, den Einfluß der bewegten Lasten auf die Erhöhung der Spannungen in den einzelnen Teilen einer Tragkonstruktion ziffermäßig genau zu bestimmen, so behelfen wir uns nach dem derzeitigen Stande der Theorie allgemein damit, die Berechnung bloß auf Grund der statischen Einwirkung der mobilen Verkehrslasten durchzuführen. Ihrer dynamischen Wirkungsweise wird dann entweder mehr oder weniger schätzungsweise durch Multiplikation mit einem sogenannten Stoßkoeffizienten ( $\mu > 1$ ) oder durch entsprechend niedrige Wahl der zulässigen Material-Inanspruchnahme Rechnung getragen. Da aber der vorstehenden Betrachtung vornehmlich bei den eisernen Brücken eine erhöhte Wichtigkeit zukommt, so soll erst dort darauf noch näher eingegangen werden.

---

<sup>1)</sup> Man vergl.: Dr. H. Reissner, Die Schwingungserscheinungen an Fachwerken, Zeitschr. f. Bauwesen 1903, S. 135.

Ferner als Versuch einer näherungsweisen Bestimmung der gesamten dynamischen Lasteinwirkung:

Melan, Über die dynamische Wirkung bewegter Lasten auf Brücken. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Vereines 1893, S. 293.

<sup>2)</sup> Dr. H. Zimmermann, Die Schwingungen eines Trägers mit bewegter Last. Berlin 1896.

#### 4. Der Winddruck.

Eine Luftströmung, welche mit der Geschwindigkeit  $v$  gegen eine feste ebene Wand von der Fläche  $F$  trifft, übt gegen diese einen Druck aus:

$$W = \frac{\gamma}{g} F v^2.$$

Dabei ist  $\gamma$  das spezifische Gewicht der Luft und  $g$  die Beschleunigung der Schwerkraft und es kann  $\frac{\gamma}{g}$  rund  $= \frac{1}{8}$  gesetzt werden. Es ist dann  $v$  in Metern pro Sekunde und  $F$  in Quadratmetern einzusetzen, um  $W$  in Kilogramm pro  $1 m^2$  zu erhalten.

Es ergibt sich hiernach

für $v = 30$	40	45 m/Sek.
$W = 125$	200	253 kg/m <sup>2</sup> .

Zur Messung der Windgeschwindigkeiten dienen registrierende Apparate, Anemometer genannt, aus deren Aufzeichnungen auf den Winddruck geschlossen werden kann.

Über die vorkommenden größten Winddrücke geben zunächst die Beobachtungen der meteorologischen Observatorien Anhaltspunkte. Die hierfür in Verwendung stehenden Apparate sind teils Schalen-Anemometer zur Messung der Windgeschwindigkeit, teils Federdruck-Anemometer mit Maximumzeiger zur Messung der Windpressung. Letztere kann, wie sich zeigt, vorübergehend viel höher werden, als es der durchschnittlichen Windgeschwindigkeit nach Angabe des Schalen-Anemometers entspricht. Die Kommission englischer Ingenieure, welche 1881 aus Anlaß des Taybrückeneinsturzes die Frage des Winddruckes auf Brücken beriet, fand, daß bei der von Anemometern registrierten durchschnittlichen Windgeschwindigkeit  $v$  der dabei vorgekommene Winddruck die Größe  $W = 0.2440 v^2$  erreichen konnte.

Man hat übrigens auch aus verschiedenen Zerstörungen an Bauwerken, Umwerfen von Eisenbahnwagen etc. rechnerisch auf die Größe des dabei in Tätigkeit gewesenen Winddruckes geschlossen. Solche Berechnungen sind allerdings wegen der Unbestimmtheit der Windangriffsflächen meist etwas unsicher, doch hat man beispielsweise aus dem Einsturze der Taybrücke einen Winddruck von 122 bis 195 kg/m<sup>2</sup>, aus dem Abwerfen von Brückenüberbauten und aus der Demolierung von Gebäuden Winddrücke von 127 bis 290 kg/m<sup>2</sup>, in einigen Fällen sogar bis 400 kg/m<sup>2</sup> berechnet. Bauwerke in einigermaßen geschützter Lage sind aber, wenigstens in unseren Gegenden,

so starken Stürmen nicht ausgesetzt, weshalb man bei Hochbauten bekanntlich nur mit einem Winddrucke von höchstens  $200 \text{ kg/m}^2$  rechnet. Für Brücken empfiehlt sich aber mit Rücksicht auf ihre meist freie Lage eine höhere Annahme des Winddruckes, wobei allerdings die Aufrechthaltung des Verkehrs, also die gleichzeitige Wirkung des Winddruckes auf die Fahrzeuge, nicht bis zur vollen Sturmstärke angenommen zu werden braucht.

In England wurden, veranlaßt durch den oben erwähnten Einsturz der Brücke über den Firth of Tay (bei Dundee in Schottland 1880) durch das Handelsamt folgende Regeln aufgestellt: Anzunehmender Winddruck auf den vom Winde zuerst getroffenen Träger und auf den Zug  $56 \text{ Pfd. pro } \square \text{ Fuß}$  ( $273 \text{ kg/m}^2$ ), hierzu noch Winddruck auf den zweiten Träger, und zwar mit dem  $\frac{1}{2}$ -,  $\frac{3}{4}$ - und 1fachen Betrage, wenn die Lücken des ersten Trägers bis  $\frac{2}{3}$ ,  $\frac{3}{4}$  oder mehr als  $\frac{3}{4}$  der Gesamtumrißfläche ausmachen. Ähnliche Bestimmungen sind dann auch in die Brückenbauverordnungen der anderen Länder übergegangen.

Als Windangriffsfläche wird die zur Windrichtung senkrechte Projektionsfläche des Brückenüberbaues eingeführt und wird von der Formgebung der Teile abgesehen; bei runden Teilen kann aber wohl eine Verminderung eintreten. So wurden bei der Firth of Forth-Brücke die röhrenförmigen Druckglieder nur mit  $50\%$  ihrer Projektionsfläche in Rechnung gebracht. Bei durchbrochenen Tragwänden ist auch der Winddruck auf die zweite Tragwand in einem bestimmten verminderten Maße in Berücksichtigung zu ziehen. Die diesbezüglichen Annahmen des englischen Handelsamtes und der anderen Brückenverordnungen stützen sich aber nur auf ungefähre Schätzungen. Es sind überhaupt Versuche, welche die bei Brücken vorkommenden Verhältnisse näher klar legen und insbesondere den Einfluß von hintereinander befindlichen Teilen und Tragwänden auf die Größe des gesamten Winddruckes feststellen lassen, bislang nur in sehr beschränktem Umfange angestellt worden. Doch steht wohl fest, daß die jetzt üblichen Annahmen über die Größe des Winddruckes auf Brücken ein reichliches Maß von Sicherheit in sich einschließen, denn es unterliegt keinem Zweifel, daß Flächen von größerer Ausdehnung auch bei den stärksten Stürmen niemals gleichzeitig an allen Stellen von dem größten Drucke getroffen werden. Von den beiden von Baker anläßlich des Baues der Firth of Forth-Brücke aufgestellten selbstregistrierenden Anemometern, von welchen das eine eine Drucktafel von  $0.14 \text{ m}^2$ , das andere eine solche von  $27.9 \text{ m}^2$  besaß, zeigte die große Drucktafel stets einen um etwa ein Drittel bis um die Hälfte kleineren Winddruck an als die kleine Drucktafel.

Es dürfte dieser Umstand eine etwas verminderte Annahme hinsichtlich der Größe des Winddruckes bei Brücken von sehr großer Spannweite als zulässig erscheinen lassen.

Die österreichische Brückenbauverordnung enthält bezüglich der Annahme des Winddruckes folgende Bestimmungen:

„Die Wirkung des Windes ist unter Annahme eines wagrechten Seitendruckes von 270 *kg* auf 1 *m*<sup>2</sup> der unbelasteten und von 170 *kg* auf 1 *m*<sup>2</sup> der belasteten Brücke zu ermitteln und mit dem nachteiligeren dieser beiden Einflüsse in Rechnung zu ziehen.“

„Die Bemessung der dem Windangriffe ausgesetzten Flächen hat nach folgenden Bestimmungen zu erfolgen:

a) Bei unbelasteten Brücken sind die vom Winde getroffenen Flächen einer Tragwand und der Fahrbahn sowie ein Teil der Flächen der zweiten Tragwand in Rechnung zu stellen. Der letztere Teil ist, wenn das Verhältnis der offenen Maschenflächen der ersten Tragwand zu ihrer Gesamtumrißfläche 0,4, 0,6, 0,8 beträgt, mit den 0,2, 0,4, 1,0-fachen Flächen der zweiten Tragwand zu bemessen. Für zwischenliegende Werte ist geradlinig einzuschalten.

b) Bei belasteten Brücken ist von der nach den Bestimmungen des vorstehenden Absatzes a) erhobenen Fläche der Tragkonstruktion nur der durch die Verkehrslast nicht gedeckte Teil zu berücksichtigen und als Fläche der Verkehrslast, die dem Angriffe des Windes ausgesetzt ist, für Eisenbahnbrücken ein in 0,5 *m* Höhe über der Schiene fortschreitendes volles Rechteck anzunehmen, welches bei Vollspurbahnen und Schmalspurbahnen mit Rollschemelbetrieb 3,0 *m*, bei den übrigen Schmalspurbahnen 2,0 *m* hoch ist; für Straßenbrücken und Gehstege hingegen ist das fortschreitende, 2,0 *m* hohe, volle Rechteck als unmittelbar über der Fahrbahn befindlich anzusehen.“

„Die Standsicherheit jeder Brücke gegen Winddruck ist sowohl für den belasteten als auch für den unbelasteten Zustand nachzuweisen. Dieser Berechnung sind bei Vollspurbahnen und bei Bahnen mit 760 *mm* Spurweite und Rollschemelbetrieb Wagen mit 1,5 *t* Gewicht für das laufende Meter (einschließlich der Pufferlänge), bei den übrigen Bahnen mit 760 *mm* Spurweite solche mit 1,0 *t* Gewicht für das laufende Meter (einschließlich der Pufferlänge) und bei Straßen- und Wegbrücken ist eine in der Brückenachse wirkende Verkehrslast von 200 *kg* für das Meter Brückenlänge zugrunde zu legen.“

##### 5. Temperaturänderungen.

Die durch Temperaturänderungen in einem Tragwerke erzeugten Volumsänderungen, beziehungsweise Längenänderungen seiner stabförmigen Teile rufen Spannungen hervor, wenn die Systemanordnung

oder die Lagerung des Tragwerkes eine derartige ist, daß diese Längenänderungen nicht ungehindert vor sich gehen können. Dies ist bei den sogenannten statisch unbestimmten Systemen häufig schon bei gleichmäßiger Temperaturänderung aller Teile, immer aber bei einer ungleichen Wärmeänderung derselben der Fall.

Bei der Ermittlung der durch die Temperaturänderung in statisch unbestimmten Konstruktionen hervorgerufenen Spannungen pflegt man für unsere klimatischen Verhältnisse mit der Annahme zu rechnen, daß in Eisenkonstruktionen Wärmeschwankungen innerhalb  $-25^{\circ}\text{C}$  und  $+45^{\circ}\text{C}$  vorkommen, daß sonach, eine mittlere Aufstellungstemperatur von  $+10^{\circ}\text{C}$  vorausgesetzt, die Wärmeschwankungen in eisernen Brücken  $\pm 35^{\circ}\text{C}$  betragen.

Durch diese Annahme ist wohl auch dem Umstande Rechnung getragen, daß die mittlere Temperatur einer der direkten Sonnenbestrahlung ausgesetzten Eisenkonstruktion erfahrungsgemäß um 10 bis  $15^{\circ}$  höher ist, als die Lufttemperatur im Schatten. Ist aber die Konstruktion in einzelnen Teilen gegen die unmittelbare Sonnenbestrahlung geschützt, so wäre auf die dadurch hervorgerufene ungleiche Erwärmung Bedacht zu nehmen. Über die Größe dieser Temperaturunterschiede wurden Beobachtungen, u. a. gelegentlich des Baues zweier Bogenbrücken in Lyon 1886 und 1887, gemacht. Man fand, daß der Temperaturunterschied zwischen den wärmsten und kältesten Stellen des Eisens an sonnigen Tagen bis  $14^{\circ}\text{C}$  erreichte.

Es kann sonach die Annahme einer Temperaturschwankung von  $\pm 35^{\circ}\text{C}$  in den von der Sonne direkt bestrahlten Eisenteilen und einer solchen von  $+20^{\circ}\text{C}$  und  $-35^{\circ}\text{C}$  in den vor der Sonnenbestrahlung geschützten Teilen als entsprechend angesehen werden, wenn dabei eine Temperatur von  $+10^{\circ}\text{C}$  für den spannungslosen Anfangszustand zum Ausgange genommen wird.

Der lineare Wärmeausdehnungskoeffizient  $\omega$  des Eisens beträgt 0.0012 bis 0.00125 für  $100^{\circ}\text{C}$  Temperaturdifferenz.

Bei steinernen Brücken können so große Wärmeschwankungen wie bei metallischen Konstruktionen nicht vorkommen. Allerdings fehlen hierüber bestimmte Beobachtungen; es läßt sich jedoch mit einiger Berechtigung annehmen, daß stärkeres Mauerwerk sich im Sommer kaum auf die höchste Lufttemperatur erwärmen und anderseits auch bei einige Zeit anhaltendem Froste nicht auf die tiefste Lufttemperatur abkühlen wird. Wenn wir daher der Berechnung der Temperaturwirkung auf Brückengewölbe eine Wärmeschwankung von  $\pm 20^{\circ}\text{C}$  oder besser vielleicht von  $+15^{\circ}$  und  $-25^{\circ}$  zugrunde legen, so wird damit wohl allen Sicherheitsanforderungen entsprochen und es dürfte

diese Annahme insbesondere bei stärkeren und mit Erdreich überdeckten Gewölben sogar noch eine Einschränkung erfahren können.

Das betreffs der Wärmeschwankungen in Steinbrücken Gesagte gilt auch für die im Brückenbau angewandten Beton- und Betoneisenkonstruktionen. Für letztere ist der günstige Umstand von großer Wichtigkeit, daß Beton nahezu den genau gleichen Ausdehnungskoeffizienten besitzt, wie Eisen. Dagegen ist der Ausdehnungskoeffizient der Bausteine ein ziemlich verschiedener. Für Sandstein und andere Steine mit mehr lockerem Gefüge wird er mit ungefähr dem gleichen Werte 0.0012 angegeben, dagegen für dichte Steine, Ziegel etc. beträchtlich kleiner (0.001 — 0.0005 pro 100° C).

Bei Holzkonstruktionen spielen die Wirkungen von Wärmeänderungen keine Rolle. Diese sind durch das Austrocknen (Schwinden) des Holzes viel stärkeren Formänderungen unterworfen, die sich aber einer rechnungsmäßigen Berücksichtigung entziehen.

### 6. Fliehkraft in Bahnkurven und Seitenkräfte der Fahrzeuge.

Die Verkehrslast der Eisenbahnbrücken äußert auf diese auch wagrechte, senkrecht zur Brückenlängsachse gerichtete Kräfte, welche hervorgerufen werden:

1. Wenn die Brücke in einer Geleiskurve liegt, durch die Fliehkräfte. Bewegt sich eine Last  $G$  mit der Geschwindigkeit  $v$  in einem Kreise mit dem Radius  $r$ , so ist die auftretende Fliehkraft

$$F = \frac{G v^2}{g r},$$

worin  $g$  die Beschleunigung der Schwere bezeichnet.

Nach der österreichischen Brückenverordnung sind bei Berechnung dieser Fliehkraft folgende Geschwindigkeiten zugrunde zu legen:

a) für Vollspurbahnen nach Belastungsnorm *I* in Bögen mit

200 m	Halbmesser	und darunter	$v = 15 m$	pro Sekunde
350 m	"	. . . . .	20 m	" "
500 m	"	. . . . .	25 m	" "
700 m	"	und darüber	30 m	" "

Für Brücken in Stationen sowie in Bahnneigungen über 20‰ sind jedoch keine höheren Geschwindigkeiten als 20 m/sek. anzunehmen;

b) für Vollspurbahnen nach Belastungsnorm *II* in Bögen mit

100 m	Halbmesser	. . . . .	$v = 10 m$	pro Sekunde
200 m	"	. . . . .	15 m	" "
300 m	"	und darüber	18 m	" "

c) für Bahnen mit 760 mm Spur nach Belastungsnorm III in Bögen mit

50 m Halbmesser . . . . .  $v = 7 m$  pro Sekunde  
100 m „ und darüber 10 m „ „

Die von jeder Lokomotivachse entwickelte Fliehkraft rechnet sich aus obiger Formel, wenn darin für  $G$  die Achslast eingesetzt wird. Die Fliehkraft des Wagenzuges kann als stetig und gleichmäßig verteilt angenommen werden und erhält man diese Kraft pro Längeneinheit, wenn in die Formel für  $G$  bei Vollspurbahnen  $3.7 t$ , bei Schmalspurbahnen ohne Rollschemelbetrieb  $2.5 t$ , mit Rollschemelbetrieb  $4.1 t$  eingeführt wird.

Der Angriffspunkt der Fliehkraft ist auf Vollspur- und Schmalspurbahnen mit Rollschemelbetrieb  $1.5 m$ , auf den übrigen Schmalspurbahnen  $0.8 m$  über der Schienenhöhe anzunehmen.

2. Durch die Seitendrucke der Fahrzeuge infolge ihrer seitlichen Schwankungen treten auch in geraden Geleisstrecken wagrechte Kräfte auf.

Die Einflüsse dieser von den Seitenschwankungen der Eisenbahnfahrzeuge erzeugten wagrechten Kräfte sind mit  $\frac{1}{20}$  der lotrechten Einwirkungen der Lokomotivachsen des Zuges der betreffenden Belastungsnorm zu berücksichtigen.

### 7. Längskräfte in der Richtung des Zuges.

Diese werden namentlich durch das Bremsen der Eisenbahnfahrzeuge hervorgerufen. Für jede gebremste Lokomotivachse kann etwa  $3.2 t$  angenommen werden ( $\frac{1}{5}$  des Achsendruckes), für jede Güterwagenachse  $2 t$ . Da aber nicht jede Achse gebremst wird, genügt es, die Wirkung der Bremskräfte mit  $\frac{1}{10}$  des Zuggewichtes in Rechnung zu stellen. Bremskräfte sind zu berücksichtigen bei Brücken in Bahnstrecken mit mehr als  $10\text{‰}$  Neigung sowie bei Brücken, welche in Stationen oder in anschließenden Bremsstrecken liegen.

## § 10. Die Hauptteile und die Konstruktionssysteme des Brückenüberbaues.

Im allgemeinen lassen sich an dem Überbau einer Brücke folgende Teile unterscheiden:

1. Die Hauptträger, welche nach der Längsachse der Brücke liegen und die freie Weite überspannen. Sie sind in der Regel mittels besonderer Lagerkonstruktionen auf den Unterbau, die Pfeiler, gelagert.

2. Die Brückenbahn und die sie tragenden Fahrbahnteile, welche aus einem sich auf die Hauptträger stützenden Trägergerippe (Quer- und Längsträger) oder aus tafel- oder plattenförmigen Teilen bestehen.

3. Der Querverband der Hauptträger, der zur Aufnahme der wagrechten, normal zur Brückenlängsachse wirkenden Kräfte bestimmt ist.

Bei Massivbrücken (Steinbrücken und Betoneisenbrücken) sind diese Hauptteile nicht deutlich unterschieden ausgebildet. Bei den eisernen und hölzernen Brücken ist dies jedoch stets der Fall.

Die Brückenbahn kann zu den Hauptträgern verschiedene Lage haben. Man unterscheidet diesbezüglich:

1. Brücken mit Fahrbahn oben. Die Hauptträger liegen gänzlich unter der Fahrbahn und bei kleinen Spannweiten kann hier auch ein besonderes Trägergerippe für die Fahrbahn entfallen (Abb. 48). Es wird diese Anordnung, wenn genügende Konstruktionshöhe vorhanden ist, bei kleineren Brücken stets angewendet, weil sie die einfachste Lösung gibt

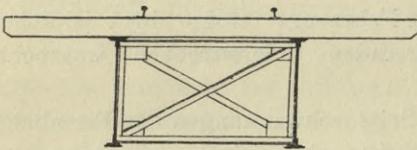


Abb. 48.

und einen guten Querverband zwischen den Hauptträgern ermöglicht. Man bezeichnet solche Brücken auch als Deckbrücken.

Die Zahl der Hauptträger ist bei dieser Anordnung unbeschränkt, doch ist mit der Verminderung der Trägeranzahl im allgemeinen eine

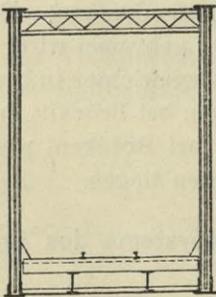


Abb. 49 a.

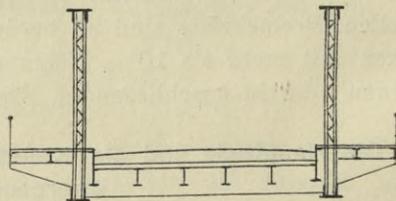


Abb. 49 b.

Ersparnis verbunden. Eingleisige eiserne Brücken erhalten immer bloß zwei Hauptträger. Bei Straßenbrücken wird mit der Breite auch die Zahl der Träger vergrößert, doch wird auch hier eine gewisse Beschränkung der Trägerzahl, soweit sich diese mit einer ökonomisch

günstigen Anordnung der Fahrbahn verbinden läßt, von Vorteil sein. Hierauf kann aber erst bei den „eisernen Brücken“ näher eingegangen werden.

2. Brücken mit Fahrbahn unten. Die Hauptträger ragen mit ihrer ganzen Höhe über die Fahrbahn (Abb. 49). Wenn es hier die Trägerhöhe gestattet, so wird oberhalb der Fahrbahn zwischen den Hauptträgern noch stets ein Querverband angebracht. Die Brücke ist dann im Querprofil geschlossen, zum Unterschiede von den offenen Brücken oder Trogbriicken (Abb. 49b), wo ein solcher Querverband fehlt.

Die Zahl der Hauptträger ist hier in der Regel auf zwei beschränkt, da man eine Unterteilung der Fahrbahn vermeiden wird. Bei breiteren Straßenbrücken legt man die Hauptträger gewöhnlich an die Seiten der Fahrbahn und ordnet die Fußwege ausgekragt an. Man erzielt durch dieses Näherücken der Hauptträger eine leichtere Querkonstruktion, allerdings kann durch diese Anordnung der freie Querverkehr auf der Brücke beeinträchtigt werden.

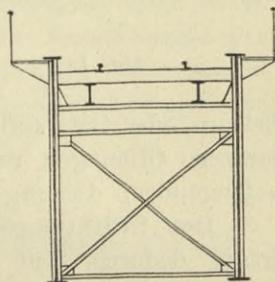


Abb. 50.

3. Brücken mit Fahrbahn versenkt (Abb. 50). Die Hauptträger ragen hier nur zum Teile über die Fahrbahn. Es wird diese Anordnung dann gewählt, wenn die verfügbare Konstruktionshöhe für „Fahrbahn oben“ nicht ausreicht, dann aber auch bei längeren Brücken, insbesondere Eisenbahnbrücken, um durch die Hauptträger eine seitliche Begrenzung der Fahrbahn zu bewirken, was eine gewisse Sicherheit gegen ein Herabrollen der Züge bei Entgleisungen bietet.

### Die Hauptkonstruktionssysteme des Überbaues.

In statischer Hinsicht kann man die Brücken unterscheiden in:

1. Balkenbrücken,
2. Stützbrücken, wozu auch die Bogenbrücken gehören, und
3. Hängebrücken,

entsprechend der Konstruktion der Hauptträger als Balkenträger, Stützträger oder Hängeträger.

Diese 3 Grundsysteme sind durch die Art der statischen Wechselwirkung zwischen Träger und Stütze unterschieden. Es ist jedoch zu bemerken, daß bei manchen Trägeranordnungen die Einteilung in die obigen drei Gruppen zweifelhaft werden kann und daß die Trag-

werkssysteme auch miteinander in Verbindung treten können, namentlich bei Tragwerken, die über mehrere Öffnungen reichen.

Der Balkenträger (Abb. 51), das wichtigste und weitaus am häufigsten angewandte Tragwerkssystem, ist dadurch gekennzeichnet, daß er auf seine Stützen nur lotrechte Kräfte überträgt, wenn auf ihn lotrechte Lasten wirken. Die Gegenkräfte der Stützen, Auflagerreaktionen, sind also in diesem Falle lotrecht nach aufwärts gerichtet. Liegt der Balken nur in zwei Stützpunkten auf, überspannt er sonach bloß eine Öffnung, so bezeichnet man ihn als einfachen

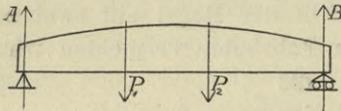


Abb. 51.

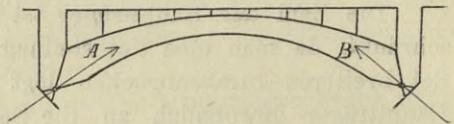


Abb. 52.

Balken- oder frei aufliegenden Träger, im Gegensatz zu dem, über mehrere Öffnungen reichenden und in mehr als zwei Stützpunkten aufliegenden, durchgehenden oder kontinuierlichen Balkenträger.

Der Stützträger (Abb. 52) unterscheidet sich vom Balkenträger dadurch, daß auch bei lotrechter Belastung in den Stützpunkten schräge, nach außen gerichtete Kräfte auftreten, welche die Stützen auseinander zu schieben suchen; wogegen bei dem Hängeträger (Abb. 53) zwar auch solche schräge Stützenkräfte wirksam

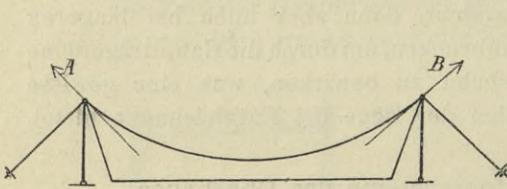


Abb. 53.

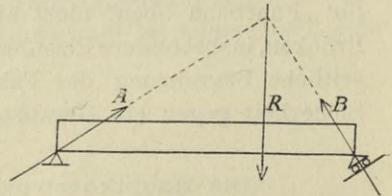


Abb. 54.

sind, die aber nach innen zu gerichtet sind, sonach die Stützen einander zu nähern suchen. (In den Abbildungen sind die Gegenkräfte der Stützen eingezeichnet.)

Das Auftreten der schrägen Stützenkräfte hängt nicht von der Form und Ausbildung des Tragwerkes, sondern nur von der Art seiner Auflagerung ab.

Die Lager eines Trägers, den wir uns als ein ebenes, unverschiebliches Gebilde zu denken haben, können entweder fest oder in seiner Ebene verschieblich sein. Ein festes Lager entspricht einer voll-

kommenen Festhaltung eines Punktes des Trägergebildes; hinsichtlich des von einem solchen Lager aufgenommenen Stützendruckes ist von den zu seiner Festlegung erforderlichen drei Bestimmungsgrößen nur eine einzige von vornherein gegeben, nämlich der Auflagerpunkt, durch den die Stützenkraft gehen muß. Richtung und Größe dieser Kraft sind unbekannt.

Das bewegliche Lager kann sich in der Ebene des Trägers auf einer ebenen Gleitbahn verschieben. Da eine zur Gleitbahn parallele Komponente, widerstandslose Beweglichkeit vorausgesetzt, nicht auftreten kann, muß die Auflagerkraft normal zu dieser Gleitbahn stehen. Es ist uns also hier von vornherein Lage und Richtung der Auflagerkraft gegeben und nur ihre Größe unbekannt.

Wir denken uns einen Träger auf zwei Stützen mit einem festen und einem verschieblichen Lager (Abb. 54). Die Resultierende der angreifenden Kräfte (Lasten) sei  $R$ ; diese muß mit den Stützenwiderständen im Gleichgewicht stehen. Durch das bewegliche Lager ist

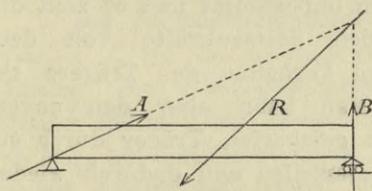


Abb. 55.

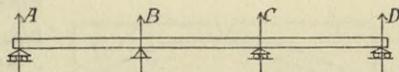


Abb. 56.

die Richtung der einen Stützenkraft  $B$  gegeben, sie ist senkrecht zur Gleitbahn des Lagers; damit ergibt sich aber auch die Richtung der zweiten Auflagerkraft  $A$  und so ist die Zerlegung der Kraft  $R$  eindeutig bestimmt. Wir haben es im vorliegenden Falle also mit einer hinsichtlich der äußeren Kräfte statisch bestimmten Trägeranordnung, und zwar mit einem schief gelagerten Balken zu tun.

Auch auf analytischem Wege läßt sich die statische Bestimmtheit des vorliegenden Falles leicht nachweisen. Für ein ebenes Kräftesystem lassen sich bekanntlich drei voneinander unabhängige Gleichgewichtsgleichungen aufstellen; in diesen Gleichungen kommen bei obiger Trägeranordnung drei Unbekannte vor, von denen zwei vom festen, eine vom beweglichen Auflager herrühren. Die Unbekannten lassen sich also mit Hilfe statischer Gleichungen finden.

Ist das Lager  $B$  in wagrechter Richtung verschieblich, so wird der Auflagerdruck daselbst stets lotrecht stehen. Sind nur lotrechte Kräfte vorhanden, so ist dann auch der Druck im festen Auflager lotrecht. Wir haben den gewöhnlichen wagrecht gelagerten Balken-

träger vor uns. Bei diesem wird im festen Auflager nur dann ein schiefer Druck auftreten, wenn die angreifende Kraft  $R$  nicht lotrecht ist (Abb. 55).

Der über mehrere Stützen durchgehende oder kontinuierliche Balken (Abb. 56) verlangt ein festes und im übrigen horizontal verschiebliche Lager, durch welche die lotrechte Richtung der Stützenkräfte bedingt wird. Allerdings sind letztere auf statischem Wege nicht mehr eindeutig bestimmbar, wenn nicht durch Unterteilung des Balkens mittels Gelenken (kontinuierlicher Gelenkträger) weitere Bedingungen für die äußeren Kräfte geschaffen werden.

Soll der über eine Öffnung gespannte Träger als Stütz- oder Hängeträger wirken, so müssen beide Auflager fest, d. h. unverschieblich sein. Die Zerlegung der angreifenden Kraft  $R$  in die beiden Stützenkräfte ist in diesem Falle im allgemeinen nicht mehr eindeutig bestimmt, da zu deren Festlegung vier Bestimmungsstücke erforderlich sind, während uns die Statik nur drei Gleichgewichtsbedingungen liefert. Die Aufgabe ist einfach statisch unbestimmt und es sind die auftretenden Stützenkräfte von dem elastischen Verhalten des Trägers abhängig. Man kann aber den unverschieblich gelagerten Träger durch ein Gelenk unterteilen und dadurch wieder eine statische Bestimmtheit hinsichtlich der Auflagerkräfte erzielen (Abb. 57).

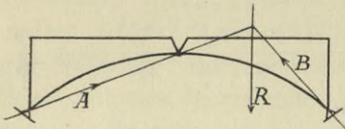


Abb. 57

Immer treten aber in einem Stütz-, beziehungsweise Hängeträger auch bei lotrechter Belastung in den Auflagern schief gerichtete Kräfte auf. Diese sind beim Stützträger Druck-, beim Hängeträger Zugkräfte und es verlangt der Stützträger eine nach oben eckig gesprengte oder gekrümmte Trägerachse (Sprengwerke und Bogenträger), der Hängeträger eine Krümmung nach unten. Die gekrümmte Form ist aber, wie schon bemerkt wurde, für die statische Wirkungsweise des Systems allein nicht maßgebend; bei wagrecht verschieblichem Lager wirken auch bogenförmige Träger (Sichelträger) nur als Balkenträger.

Hat die Brücke mehrere Öffnungen, so können diese entweder mit voneinander unabhängigen Einzelträgern oder mit durchgehenden (kontinuierlichen) Tragwerken überspannt werden. In den letzteren kann wieder durch Festhaltung einer Anzahl von Lagern und durch entsprechende Formgebung eine Stütz- oder Hängeträgerwirkung erzielt werden.

Die drei Grundsysteme der Trägeranordnung unterscheiden sich

auch in der Beanspruchungsweise. Die Stützträger werden vornehmlich auf Druck, die Hängeträger vornehmlich auf Zug, die Balkenträger auf Biegungs- und Scherfestigkeit beansprucht.

Bei den Holzbrücken spielen bloß die Balken- und Stützträger (Sprengwerke) eine Rolle; bei den Steinbrücken wenden wir vornehmlich nur Stützträger in Form der Gewölbe an, in beschränktem Maße, bei den Verbundkonstruktionen aus Stein und Eisen, auch Balken- und Plattenkonstruktionen. Die größte Mannigfaltigkeit lassen die eisernen Tragkonstruktionen zu und kommen bei den eisernen Brücken alle Konstruktionssysteme in Anwendung.

## II. Kapitel. Theorie des Balkenträgers.

### § 11. Die äußeren Kräfte des einfachen Balkenträgers mit freier Auflagerung.

#### 1. Ständige Belastung.

Die Stützenwiderstände  $A$  und  $B$  (Abb. 58) geben mit den Lasten  $P$  ein im Gleichgewichte befindliches Kräftesystem in der Ebene. Die Gleichgewichtsbedingung: Summe der Drehmomente = Null, auf den Punkt  $B$  als Drehpunkt angewendet, liefert die Bestimmungsgleichung für den Stützendruck  $A$ .



Abb. 58.

$$A l - P_1 b_1 - P_2 b_2 - P_3 b_3 = 0$$

voraus:

$$A = \frac{\Sigma P b}{l}$$

Wählt man  $A$  als Drehpunkt, so ergibt sich:

$$B = \frac{\Sigma P a}{l} = \Sigma P - A$$

Für irgend einen Querschnitt des Trägers läßt sich die Wirkung der angreifenden Kräfte durch eine in der Querschnittebene wirkende Kraft (Querkraft) und durch ein Drehmoment (statisches Moment) ersetzen. Beiden müssen die inneren Spannungen das Gleichgewicht halten. Erstere erzeugt Schubspannungen, letzteres Normalspannungen.

Bei parallelen, senkrecht zur Trägerachse gerichteten Kräfte ist die Querkraft in einem Querschnitte gleich der Summe aller Kräfte, welche auf den durch den Querschnitt abgetrennten Träger-



Nach den Sätzen der graphischen Statik lassen sich die Auflagerkräfte, Querkräfte und Momente auch durch Konstruktion des Kräfte- und Seileckes erhalten.

In Figur *a* (Abb. 59) ist durch Aneinanderreihung der den Lasten *P* entsprechenden Strecken das Kräftepolygon verzeichnet und wurde unter Annahme eines beliebigen Poles *O* das zugehörige Seileck in Figur *b* (Abb. 59) konstruiert. Die Schlußlinie *A' B'* dieses Seileckes bestimmt bekanntlich die Richtung jenes Polstrahles *O a*, welcher auf der Kraftstrecke im Kräftepolygone die Größe der beiden Stützdrücke *A* und *B* abschneidet. Die Verzeichnung der Querkräfte hat nun keine Schwierigkeiten mehr.

Das Moment der Kräfte auf einer Seite des durch *E* gelegten Querschnittes ist

$$M = H \eta$$

worin  $\eta$  die in der Querschnittslotrechten gemessene Ordinate des Seileckes bis zur Schlußlinie und *H* die Polweite im Kräfteplan bezeichnet.

Verlängert man die zwischen den Kräften *P<sub>4</sub>* und *P<sub>5</sub>* gelegene Seileckseite bis zum Schnittpunkte *c'* mit der Schlußlinie *A' B'*, so erhält man dadurch die Lage der Mittelkraft aus *A, P<sub>1</sub> . . . P<sub>4</sub>*, d. i. der Querkraft *Q* für den durch *E* geführten Schnitt und es ist das Moment der linksseitigen Kräfte auch  $M = Qh$ .

*Q* ist im Kräfteplane durch die Strecke *ab* bestimmt. Aus der Ähnlichkeit der Dreiecke *a' b' c'* und *ab o* folgt aber:

$$Q : \eta = H : h$$

sonach

$$Q h = H \eta$$

womit auch die Richtigkeit der Beziehung  $M = H \eta$  nachgewiesen ist.

*H* ist der senkrechte Abstand des Poles von der Kraftstrecke *P* und nach dem Kraftmaßstabe zu messen.  $\eta$  ist in Längeneinheiten auszudrücken.

Wurde für den Längenmaßstab  $1\text{ cm} = L m$  und für den Kraftmaßstab  $1\text{ cm} = K t$  gewählt und mißt man  $\eta$  und *H* in Zentimetern, so ist  $M t/m = \eta \cdot H \cdot L K$ . Um die Multiplikation mit *H* zu ersparen, kann  $\eta$  auch nach einem Maßstabe gemessen werden, dessen Einheit  $= \frac{1}{H}$  mal Einheit des Längenmaßstabes gemacht wird, also

$$1\text{ t/m} = \frac{1}{H(t)} \cdot \frac{1}{L}\text{ cm}$$

Es kann statt einer Belastung durch Einzelkräfte auch eine stetige Belastung vorliegen. Diese läßt sich graphisch darstellen, wenn wir an jeder Stelle des Trägers die Belastung pro Längeneinheit (Meter) auftragen. Wir bezeichnen diese mit *q*. So entsteht die sogenannte Belastungsfläche.

Wir betrachten zunächst den Fall der gleichförmig verteilten Belastung (Abb. 60).

Die Auflagerdrücke ergeben sich hier ohne weiteres mit

$$A = B = \frac{1}{2} q l$$

Die Querkraft in einem beliebigen Querschnitt  $E$  im Abstände  $x$  von der linken Stütze wird

$$Q = \frac{1}{2} q l - q x = \frac{1}{2} q l (l - 2x)$$

Das Moment in  $E$  ist:

$$M = \frac{1}{2} q l x - \frac{1}{2} q x^2 = \frac{1}{2} q x (l - x)$$

Die Linie der Querkräfte ist sonach eine Gerade, welche in den Auflagern die Ordinaten  $\pm \frac{1}{2} q l$  hat.

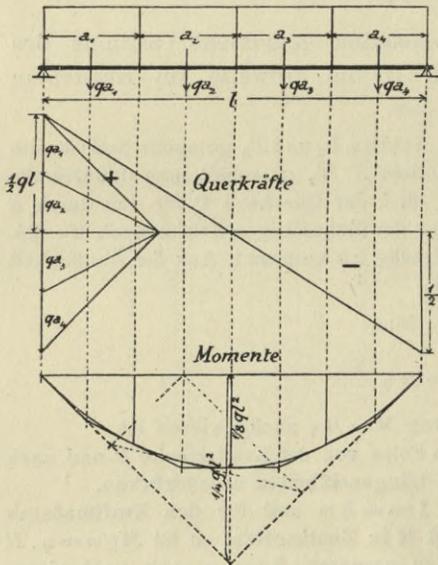


Abb. 60.

Die Kurve der Momente ist nach obiger Gleichung eine Parabel mit lotrechter Achse und der in der Mitte der Spannweite ( $x = \frac{1}{2} l$ ) gelegenen Scheitelordinate  $M = \frac{1}{8} q l^2$ .

Die Momentenparabel läßt sich mit Hilfe einer der bekannten Parabelkonstruktionen oder aus dem umschriebenen Seileck verzeichnen. Letzteres wird erhalten, wenn man die Belastung unterteilt, und die Teillasten als Einzelkräfte auffaßt, für welche das Seilpolygon zu konstruieren ist. Die Seiten dieses Seileckes tangieren die Parabel in jenen Punkten, welche den Teilungslinien der Belastungsfläche entsprechen.

### Stetig verteilte beliebige Belastung.

a) Graphische Untersuchung (Abb. 61). Wir zerlegen die Belastungsfläche in Strecken  $a_1 a_2 a_3 \dots$  und ersetzen die stetig verteilte Belastung durch die in den Schwerpunkten der Belastungsteilflächen wirkenden Einzellasten  $P_1 = q_1 a_1$ ,  $P_2 = q_2 a_2$ ,  $P_3 = q_3 a_3 \dots$ . Wir erhalten damit die richtigen Querkräfte und Momente in jenen Stellen, welche den Teilungslinien der Belastung entsprechen. Der stetig verteilten Belastung entspricht dann eine stetig verlaufende Kurve der Querkräfte und der Momente, welche letztere an das Seilpolygon der Einzellasten tangiert.

Bezeichnet (Abb. 62)  $q$  die variable Last für die Längeneinheit im Abstände  $x$  von der Stütze  $A$ , so findet man unschwer die Beziehungen:

Auflagerdrücke:

$$A = \frac{1}{l} \int_0^l q(l-x) dx$$

$$B = \frac{1}{l} \int_0^l q x dx$$

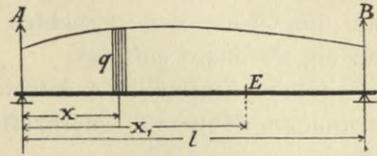


Abb. 62.

Querkraft im Punkte  $E$  mit der Abszisse  $x_1$

$$Q = A - \int_0^{x_1} q dx$$

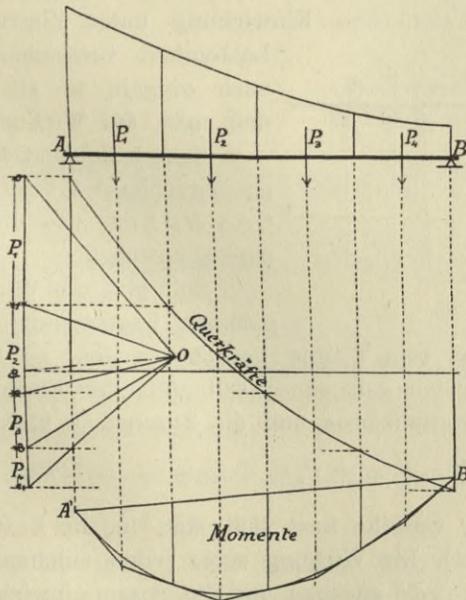


Abb. 61.

Moment in  $E$

$$M = A x_1 - \int_0^{x_1} q(x_1 - x) dx$$

Die Querkraftskurve stellt die Summationslinie oder Integrationskurve der Belastungskurve, die Momentenkurve jene der Querkraftskurve dar.

## 2. Mobile Belastung.

Bei der Untersuchung der Wirkung eines mobilen, d. i. verschieblichen Lastensystems auf ein beliebiges Trägersystem, wird mit Vorteil von der Darstellung der Einflußlinien ausgegangen.

Unter Einflußlinie versteht man die Darstellung der statischen Einwirkung einer ihren Ort ändernden Einzellast auf eine bestimmte Stelle des Trägers, und zwar wird die Einflußlinie erhalten, indem man die Größe der gesuchten Einwirkung an dem jeweiligen Lastorte als Ordinate aufträgt.

Solche Einflußlinien lassen sich für alle möglichen statischen Wirkungen (Momente, Querkräfte, Auflagerkräfte, Durchbiegung usw.) verzeichnen.

Mit Hilfe der Einflußlinie ist man imstande, sofort durch Summierung die Wirkung einer jeden beliebigen Belastung auf die zur Einflußlinie gehörige Stelle des Trägers anzugeben.

Es sei in Abb. 63 für den Ort  $C$  des Trägers die Einflußlinie irgend welcher statischen Einwirkung unter Zugrundelegung der

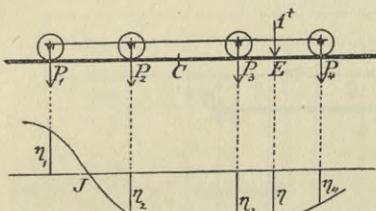


Abb. 63.

Lasteinheit verzeichnet worden, was nach obigem so zu geschehen hat, daß man die Wirkung, welche eine in dem beliebigen Punkte  $E$  angreifende Last 1 in  $C$  hervorruft, am Orte der Last, also unter  $E$ , als Ordinate  $\eta$  aufträgt.

Soll nun die Wirkung eines gegebenen Lastsystems  $P_1 P_2 \dots$  in bestimmter Stellung zum Träger gesucht werden, so haben wir bloß die unter den Lasten gelegenen Ordinaten der Einflußlinie mit den Lastgrößen zu multiplizieren und die Summe zu bilden, sonach

$$E = P_1 \eta_1 + P_2 \eta_2 + P_3 \eta_3 + \dots = \Sigma P \eta.$$

Eine stetig verteilte Last läßt sich in die Lastelemente  $q d\xi$  zerlegen (Abb. 64). Die Wirkung eines jeden solchen Lastelementes ist dann durch  $\eta \cdot q d\xi$  gegeben und die Gesamteinwirkung der stetig verteilten Last durch

$$E = \int_{\xi_a}^{\xi_b} \eta q d\xi.$$

Für eine gleichmäßige Belastung ist  $q$  konstant, sonach

$$E = q \int_{\xi_a}^{\xi_b} \eta d\xi = q \cdot F$$

wenn  $F$  die zur Belastungsstrecke gehörende Fläche der Einflußlinie bezeichnet.

Es sind dabei die Abszissen im Längenmaßstab, die Ordinaten im Maßstab der für  $\eta$  zugrunde gelegten Einheit zu messen.

Mit Hilfe der Einflußlinie läßt sich leicht die ungünstigste Belastungsweise, welche die größten positiven oder negativen Einwirkungen hervorruft, angeben. Jene Punkte  $J$ , in welchen die Einflußlinie die Abszissenachse schneidet, wo also die Ordinate  $\eta = 0$  ist, trennen die positiven und negativen Beitragsstrecken der Belastung. Wir nennen sie daher Lastscheidepunkte oder Wirkungsnullpunkte. Bei stetig verteilter Belastung sind sonach nur jene Strecken zu belasten, welche den positiven, beziehungsweise negativen Flächenabschnitten der Einflußlinie entsprechen, um die größte positive, beziehungsweise negative Einwirkung zu erhalten.

Besteht die mobile Belastung aber aus einem Zuge von Einzellasten, so ist die ungünstigste Einwirkung durch versuchsweises Einstellen der Lasten zu ermitteln.

Wir ordnen also zunächst die

Lasten in einer Stellung an, von der wir vermuten, daß sie nahezu die ungünstigste sei, und verschieben hierauf das System um eine kleine Strecke  $\Delta x$  (Abb. 65).

Dabei gehen die einzelnen  $\eta$  in  $\eta + \Delta \eta$  über und wir erhalten als Wirkung in der neuen Stellung:

$$E' = E + \Delta E = \sum P(\eta + \Delta \eta) = \sum P\eta + \sum P\Delta \eta.$$

Daraus ist:  $\Delta E = \sum P\Delta \eta$ .

Mit Vernachlässigung von Größen höherer Kleinheit ist  $\Delta \eta = \Delta x \operatorname{tg} \alpha$ , wenn  $\alpha$  der Neigungswinkel der Tangente an die Einflußlinie gegen die Horizontale ist in den Punkten, welche der ersten Laststellung entsprechen.

Damit folgt weiter

$$\Delta E = \sum P \cdot \Delta x \cdot \operatorname{tg} \alpha = \Delta x \sum P \operatorname{tg} \alpha.$$

Für den Größt- oder Kleinstwert von  $E$  wird die Änderung  $\Delta E$  bei kleiner Lastverschiebung gleich Null, es gilt sonach dafür die Bedingung

$$\Delta E = 0 \text{ oder } \sum P \operatorname{tg} \alpha = 0.$$

Der Ausdruck  $\sum P \operatorname{tg} \alpha$  läßt sich für die angenommene Laststellung leicht konstruieren. Wir tragen die Kraftstrecken  $P$  auf einer

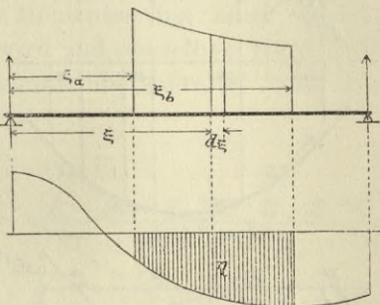


Abb. 64.

Horizontalen ab und zeichnen einen Linienzug parallel zu den betreffenden Tangenten der Einflußlinie. Der lotrechte Abschnitt am Ende der Laststrecke  $P$  gibt die Größe  $\Sigma Ptg\alpha$ .

Da nicht anzunehmen ist, daß wir gleich die richtige Laststellung getroffen, so wird die Konstruktion für  $\Sigma Ptg\alpha$  einen von Null abweichenden (im Beispiele der Abb. 65 positiven) Wert ergeben. Wir versuchen deshalb eine zweite (in dem Beispiel nach rechts verschobene) Laststellung und wiederholen das Verfahren. Ergibt sich für  $\Sigma Ptg\alpha'$  bereits ein Zeichenwechsel, so wurde die ungünstigste Laststellung bereits überschritten, und ist dieselbe nunmehr durch Interpolation zwischen den Größen  $\Sigma Ptg\alpha$  und  $\Sigma Ptg\alpha'$  zu finden.

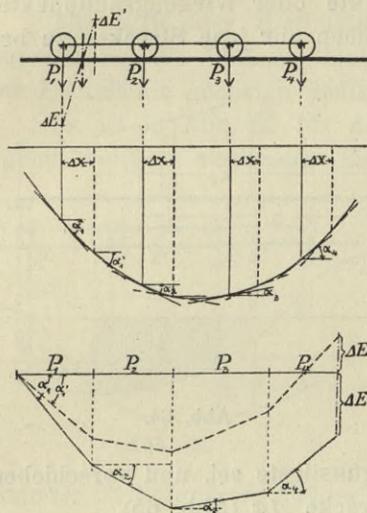


Abb. 65.

Wir wollen nun diese allgemeine Methode auf die Bestimmung der durch Einzellastsysteme erzeugten Momente und Querkräfte eines Balkenträgers in Anwendung bringen.

a) Momente. Die Einflußlinie des Momentes in  $C$  bestimmt sich wie folgt: (Abb. 66 a).

Für eine links von  $C$  im Abstände  $\xi$  von  $A$  wirkende Last 1 ist

das Moment in  $C$

$$M = \frac{\xi(l-x)}{l}.$$

Für eine rechts gelegene Last im Abstände  $\xi'$  von  $B$  ist

$$M' = \frac{\xi'x}{l}.$$

Für ein veränderliches  $\xi$ , beziehungsweise  $\xi'$  stellen diese Ausdrücke zwei gerade Linien dar, die sich leicht aus den Abschnitten auf den Stützenlotrechten (für  $\xi=l$  folgt  $M=(l-x)$ ; für  $\xi'=l$   $M'=x$ ) verzeichnen lassen (Abb. 66 a). Von diesen Linien gelten natürlich nur die Teile von  $\xi=0$  bis  $\xi=x$ , beziehungsweise von  $\xi'=l-x$  bis  $\xi'=0$ . Die Einflußlinie des Momentes ist sonach ein Dreieck, dessen unter  $C$  gelegene Höhe  $h = \frac{x(l-x)}{l}$  ist.

Zunächst erkennt man, daß die ungünstigste Einwirkung in einem Querschnitte nur eintreten kann, wenn das Lastensystem so verschoben ist, daß sich eine Last über den betreffenden Querschnitt befindet. So lange nämlich keine Last den Querschnitt überschreitet und keine Last den Träger verläßt oder neu hinzutritt, gibt eine Verschiebung der Lasten eine gleichmäßige Änderung des Momentes. Wenden wir nun das obige allgemeine Verfahren zur Ermittlung der ungünstigsten Lastenstellung an, so ergibt sich durch die in Abb. 66*a* angedeutete Konstruktion, daß zunächst für eine willkürlich angenommene Laststellung (in dem Beispiele  $P_1 P_2$  links von  $C$ ,  $P_3$  bis  $P_7$  rechts von  $C$ ) die Änderung des Momentes bei einer Lastverschiebung nach rechts ( $\Delta E$ ) negativ wird und denselben Wert behält, so lange nicht eine Last den Querschnitt überschreitet oder vom

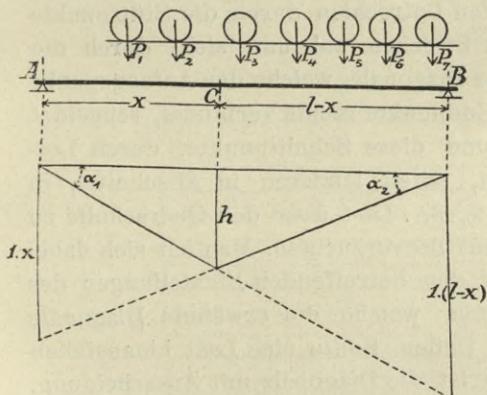


Abb. 66 a.

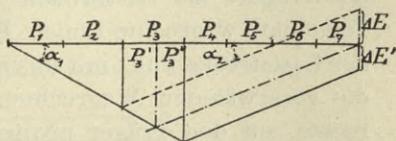


Abb. 66 b.

Träger abrollt. Nehmen wir aber eine Verschiebung nach links vor und untersuchen wir eine zweite Laststellung, bei der bereits  $P_3$  links von  $C$  gelegen ist, so ergibt nunmehr eine Rechtsverschiebung ein positives  $\Delta E'$ , also eine Zunahme des Momentes, woraus hervorgeht, daß die richtige Lastenstellung jene ist, bei der die Last  $P_3$  über dem Querschnitt  $C$  steht.

Wir können hiernach die über den Querschnitt zu stellende Last auch unmittelbar bestimmen. Zieht man nämlich durch die Endpunkte der Laststrecke  $P_1 \dots P_7$ , welche alle auf den Träger aufzubringenden Lasten enthält, zwei Gerade parallel zu den Seiten des Momentendreieckes, so schneiden sich diese über jener Last (in dem Beispiele über  $P_3$ ), welche für das maximale Moment in  $C$  über den Querschnitt zu stellen ist.

Rechnet man die Last  $P_3$  mit einem Teile  $P'_3$  zu den linken Lasten und mit einem Teile  $P''_3$  zu den rechten Lasten, so folgt unschwer aus der geometrischen Beziehung der Abbildungen:

$$\frac{\text{Summe der Lasten links} + P'_3}{x} = \frac{\text{Summe der Lasten rechts} + P''_3}{l - x}$$

d. h. bei der ungünstigsten, das größte Moment in einem Querschnitt hervorrufenden Lasteinstellung läßt sich die über dem Querschnitt stehende Last unter die Lasten rechts und links so aufteilen, daß die Belastung pro Längeneinheit beiderseits gleich groß ist.

Auf Grund dieser Beziehung kann man für die einzelnen Stellen des Trägers die ungünstigsten Einstellungen eines Lastenzuges sofort durch eine einfache Konstruktion angeben.

Man trägt (Abb. 67b) auf den Lotrechten durch die Stützpunkte des Trägers die Lastgrößen als Strecken auf und zieht durch die Teilpunkte wagrechte Linien. Eine Diagonale, welche den Anfangspunkt der Laststrecke links mit ihrem Endpunkte rechts verbindet, schneidet die vorerwähnten Wagrechten und diese Schnittpunkte, durch Lotrechte auf den Träger projiziert, teilen letzteren in Abschnitte, in welchen der Reihe nach die 1., 2., 3. . Last über den Querschnitt zu stellen ist, um das größte Moment hervorzurufen. Man hat sich dabei nur noch zu überzeugen, ob bei den betreffenden Einstellungen des Lastenzuges auch sämtliche Lasten, welche die erwähnte Diagonale verbindet, auf dem Träger Platz finden. Sollte eine Last hinausfallen oder neue Lasten hinzutreten, so ist die Diagonale mit Ausscheidung, beziehungsweise Einbeziehung dieser Lasten zu korrigieren. Es läßt sich dies leicht überprüfen, wenn man sich die Lastabstände auf einem Papierstreifen aufträgt und denselben in die entsprechende Lage zum Träger bringt.

So findet man in dem in Abb. 67 dargestellten Beispiele, daß im Punkte  $C$  des Trägers die Last  $P_3$  aufzustellen ist und daß dabei die Lasten  $P_1$  bis  $P_8$  Platz finden. Das Moment erhält man am raschesten mit Hilfe des Seileckes der Kräfte  $P$ , in welches die Schlußlinie in der richtigen Lage einzutragen ist. In dem betrachteten Falle ergibt sich das Moment in  $C$  mit  $234.8 \text{ t/m}$ . Es kann aber auch eine andere Lastgruppe  $P_6 - P_{13}$  über den Träger gebracht werden. Dann wäre  $P_8$  über den Querschnitt  $C$  zu stellen und man findet für das Moment daselbst  $240.3 \text{ t/m}$ , so daß der letztere Belastungsfall der ungünstigere ist.

Rechnerisch bestimmen wir dieses Moment wie folgt:

Das Lastensystem befinde sich bezüglich des Querschnittes  $C$  in der ungünstigsten Stellung (Abb. 68).  $G_m$  sei die über  $C$  befindliche Last,  $G_a$  sei eine links stehende,  $G_b$  eine rechts stehende Last. Bezeichnen wir noch die Abstände von  $G_a$  und  $G_b$  vom linken, be-

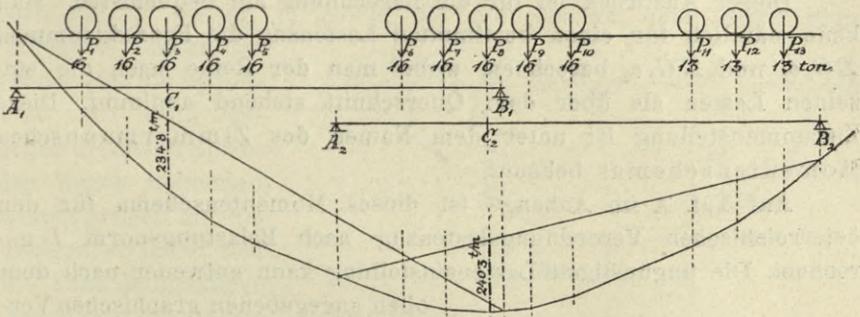


Abb. 67 a.

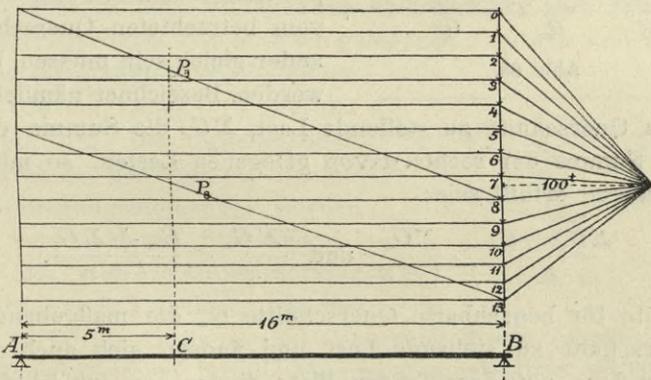


Abb. 67 b.

ziehungsweise rechten Auflager mit  $\xi_a$  und  $\xi_b$  und den Abstand des Querschnittes  $C$  von der linken Stütze mit  $x$ , so ist:

$$\text{Moment in } C \dots M_c = G_m \frac{x(l-x)}{l} + G_a \frac{\xi_a}{l} (l-x) + G_b \frac{\xi_b}{l} x.$$

Mit Einführung von  $\xi_a = x - e_1$  und  $\xi_b = l - x - e_2$ , ergibt sich nach entsprechender Umformung

$$M_c = (G_m + G_a + G_b) \frac{x(l-x)}{l} - G_a \frac{e_1}{l} (l-x) - G_b \frac{e_2}{l} x.$$

Ist  $R$  die Resultierende aller angreifenden Lasten und sind eine Reihe von Lasten  $G_a$  und  $G_b$  vorhanden, so erhalten wir schließlich:

$$M_c = \frac{1}{l} \left[ R x (l - x) - (l - x) \sum G_a e_1 - x \sum G_b e_2 \right] \dots \quad (4)$$

Dieser Ausdruck ist für die Berechnung am bequemsten. Man kann nämlich für einen bestimmten Lastenzug die Produktsummen  $\sum G_a e_1$  und  $\sum G_b e_2$  berechnen, wobei man der Reihe nach die einzelnen Lasten als über dem Querschnitt stehend annimmt. Diese Zusammenstellung ist unter dem Namen des Zimmermannschen Momentenschemas bekannt.

Auf Taf. A im Anhang ist dieses Momentenschema für den österreichischen Verordnungslastenzug nach Belastungsnorm  $I$  gerechnet. Die ungünstigste Lasteneinstellung kann entweder nach dem

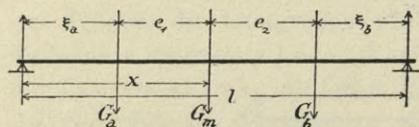


Abb. 68.

oben angegebenen graphischen Verfahren oder auch analytisch auf Grund des Satzes, daß die Lasten pro Längeneinheit rechts und links vom betrachteten Querschnitt einander gleich sein müssen, bestimmt werden. Bezeichnet nämlich  $G_m$  die

über den Querschnitt zu stellende Last,  $\sum G_a$  die Summe der links,  $\sum G_b$  die Summe der rechts davon gelegenen Lasten, so müssen die Ungleichungen erfüllt sein:

$$\frac{\sum G_a + G_m}{x} > \frac{\sum G_b}{l - x} \quad \text{und} \quad \frac{\sum G_a}{x} < \frac{G_m + \sum G_b}{l - x}$$

Bleibt für benachbarte Querschnitte  $G_m$  die maßgebende, über den Querschnitt zu stellende Last und ändern sich auch nicht die Lasten, welche auf dem Träger Platz finden, so ist in dem Ausdrucke für  $M_c$  nur  $x$  veränderlich und die Werte von  $M_c$  entsprechen den Ordinaten einer Parabel. Verläßt jedoch eine Last den Träger, tritt eine andere hinzu oder wäre eine andere Last als  $G_m$  über den neuen Querschnitt zu stellen, so gehört das neue  $M_c$  bereits einer anderen Parabel an.

Hieraus ergibt sich, daß die Kurve der Maximalmomente sich aus Parabelstücken zusammensetzt, welche sich durchschneiden. Diese Linie der Maximalmomente (Abb. 69), ist unsymmetrisch und man erhält die zu ihr symmetrische Kurve, wenn man den Zug in umgekehrter Richtung auf die Brücke auffahren läßt. Soll aus der für eine Fahrtrichtung ermittelten Kurve das Maximalmoment für einen Querschnitt  $E$  entnommen werden, so vergleiche man die Ordinaten

der symmetrisch gelegenen Querschnitte  $E$  und  $E'$  und behalte die größere bei (Abb. 69).

Sind die Einzellasten ziemlich gleich groß und in nahezu gleichen Entfernungen, so wird die Kurve der Maximalmomente von einer umhüllenden Parabel nicht allzusehr abweichen; die Übereinstimmung wird um so besser, je größer die Zahl der auf dem Träger Platz findenden Lasten, je größer also die Spannweite ist. Sind dagegen die an der Spitze des Zuges stehenden Lasten größer als die übrigen, so flacht sich die Umhüllungskurve der Maximalmomente im Scheitel ab.

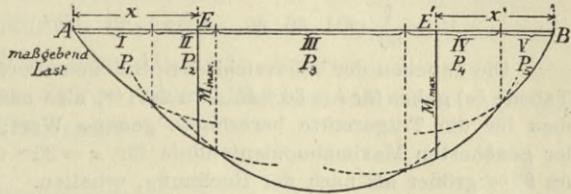


Abb. 69.

Die österreichische Verordnung für Eisenbahnbrücken (siehe S. 43) nimmt es als zulässig an, daß die Linie der größten Biegemomente eines auf zwei Stützen aufliegenden Balkentragers aus zwei halben, gegen die Trägermitte symmetrisch gelegenen Parabeln und aus einer deren Scheitelpunkte verbindenden Geraden von der Länge  $0.1 l$  gebildet wird (Abb. 70). Die Scheitelhöhen dieser Parabeln, das sind die absolut größten Biegemomente, werden für die verschiedenen Stützweiten  $l$  und für die vier Belastungsnormen der Verordnung in Tabellen angegeben (Tabelle I—IV im Anhang). Bei Benutzung dieser Tabellen und der obigen Näherungsform für die Maximalmomentenlinie entfällt sonach jede weitere Rechnung.

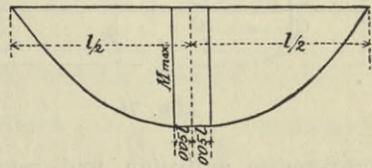


Abb. 70.

Beispiel: Für eine Brücke von  $l = 60 m$  Stützweite ist das Maximalmoment, das nach Belastungsnorm  $I$  in dem Querschnitt mit  $x = 20 m$  auftritt, zu rechnen. Wir benutzen das Schema Tafel A und versuchen die Laststellung mit Last  $I'$  über dem Querschnitt. Es ist hiefür:

$$\frac{\Sigma G_a + G}{x} \left( = \frac{103 + 16}{20} = 5.95 \right) > \frac{\Sigma G_b}{l - x} \left( = \frac{196}{40} = 4.9 \right) \text{ und}$$

$$\frac{\Sigma G_a}{x} \left( = \frac{103}{20} = 5.15 \right) < \frac{G + \Sigma G_b}{l - x} \left( = \frac{196 + 16}{40} = 5.3 \right);$$

sonach ist dies die ungünstigste Laststellung. Hiefür entnehmen wir aber der Tafel in der Zahlenreihe  $I'$ :  $R = 103 + 16 + 196 = 315 t$ ,  $\Sigma G_a e_1 = 657.3$ ,  $\Sigma G_b e_2 = 3531.1$  und es ergibt sich unter Anwendung der Formel 4)

$$M = \frac{1}{60} (315 \cdot 20 \cdot 40 - 657.3 \cdot 40 - 3531.1 \cdot 20) = 2584.77 t. m. -$$

Für den symmetrisch zur Trägermitte gelegenen Querschnitt mit  $x = 40^m$  ist  $V$  maßgebende Last und es wird dafür mit den Zahlenwerten der Tafel  $M = \frac{1}{60} (282 \cdot 20 \cdot 40 - 2142 \cdot 3 \cdot 20 - 852 \cdot 5 \cdot 40) = 2477 \cdot 6^m$ , demnach kleiner, so daß der erstere Wert von  $M$  beizubehalten ist.

Für den Querschnitt in der Trägermitte ( $x = 30^m$ ) ist die Lokomotivachse III einzustellen. Man findet aus der dieser Achse entsprechenden Zahlenreihe der Tafel  $R = 151 + 16 + 137 = 304^t$ ,  $\Sigma G_a e_1 = 1652 \cdot 3$ ,  $\Sigma G_b e_2 = 1730 \cdot 7$ ,

$$M = \frac{1}{60} (304 \cdot 30 \cdot 30 - 1652 \cdot 3 \cdot 30 - 1730 \cdot 7 \cdot 30) = 2868 \cdot 5^m.$$

Die Tabellen der österreichischen Brückenverordnung für Belastungsnorm I (Tabelle Ia) geben für  $l = 60^m$   $M_{max} = 2871^m$ , also nur um weniges größer als der oben für die Trägermitte berechnete genaue Wert; dagegen wird auf Grund der genäherten Maximalmomentenlinie für  $x = 20^m$  der Wert  $M = 2678^m$ , d. i. um  $93^m$  größer als nach der Rechnung, erhalten.

### Absolutes größtes Biegemoment bei Belastung durch ein mobiles Einzellastensystem.

Wenn ein Träger mit durchaus konstantem Querschnitt ausgeführt werden soll, wie dies insbesondere bei Holzträgern der Fall ist, so genügt es, nur das absolut größte Moment zu berechnen und damit die Trägerdimensionen zu bestimmen.

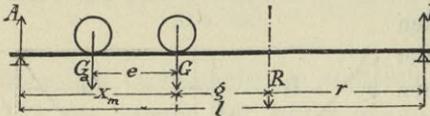


Abb. 71.

Dieses absolute Maximum des Momentes wird in einem Querschnitt in der Nähe der Trägermitte auftreten und man kann daher immer mit ziemlicher Wahrscheinlichkeit jene Last angeben, unter der dieses Maximum entsteht.

Es sei (Abb. 71)  $G$  diese maßgebende Last,  $E$  die Querschnittsstelle mit dem Abstände  $x_m$  von der linken Stütze. Die Resultierende der links von  $E$  gelegenen Lasten bezeichnen wir mit  $G_a$ , die Resultierende sämtlicher Lasten mit  $R$ . Der Abstand der Resultierenden  $G_a$  von  $G$  wird mit  $e$ , der Abstand der Resultierenden  $R$  von der rechten Stütze mit  $r$  bezeichnet. Dann rechnet sich das Moment in  $E$  aus

$$M = R \frac{r}{l} x_m - G_a e.$$

Für die in der Nähe befindlichen Querschnitte, für welche noch  $G$  als maßgebende Last gilt, muß sich ein kleineres Moment herausstellen, daher die Änderung von  $M$  bei dem Übergang auf einen Nachbarquerschnitt negativ werden. Bei einem solchen Übergang auf einen benachbarten Querschnitt ändert sich in dem Ausdrucke für

$M$  bloß  $x_m$  und  $r$ . Es muß sonach für das Maximum von  $M$  auch  $x_m \cdot r = \max$  werden.

Da aber  $x_m + r = l - g$  konstant bleibt, so entspricht dem Maximum des Produktes die Gleichheit der Faktoren, also

$$x_m = r,$$

d. h.: in jener Stellung des Lastensystems, für welche das Moment seinen Größtwerth erreicht, ist der Abstand der maßgebenden Last von der einen Stütze gleich dem Abstände der Resultierenden aller Lasten von der anderen Stütze oder: Maßgebende Last und Resultierende liegen zur Trägermitte symmetrisch.

Bei kleinen Straßenbrücken kommen bloß zwei Wagenachsen auf den Träger (Abb. 72).

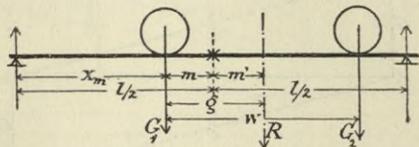


Abb. 72.

Um das absolut größte Moment zu finden, halbieren wir die Entfernung  $g$  der Resultierenden  $R$  von der größeren Last  $G_1$  und erhalten so den Ort der Trägermitte:

$$m = m' = \frac{g}{2}.$$

Sind die beiden Lasten  $G_1$  und  $G_2$  und ihr Abstand  $w$ , so ist die Lage der Resultierenden bestimmt durch  $g = \frac{G_2}{G_1 + G_2} w$  und damit

$$\text{das absolute Maximum } M = \frac{1}{4} (G_1 + G_2) \frac{(l - g)^2}{l}. \quad \dots \quad (5)$$

Sind die Raddrücke gleich,  $G_1 = G_2 = G$ , so ist  $g = \frac{w}{2}$  und  $m = m' = \frac{w}{4}$  ferner

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \frac{G}{l} \left( l - \frac{w}{2} \right)^2 \quad \dots \quad (5a)$$

Für Spannweiten  $l < 1.706 w$  gibt eine einzelne in der Trägermitte stehende Last  $G$  ein größeres Moment.

b) Querkräfte. Für eine links vom Querschnitt  $C$  (Abb. 73) angreifende Last  $G$  ist die Querkraft in  $C$  negativ und gleich dem rechten Stützendrucke  $Q = -\frac{x}{l} G$ ; für eine rechts von  $C$  gelegene Last ist sie gleich dem linken Stützendrucke  $Q = \frac{x'}{l} G$ .

Die Einflußlinie ist hiernach in Abb. 73 dargestellt. Es ergibt sich daraus sofort das folgende Belastungsgesetz:

Zur Erzielung der größten positiven oder negativen Querkraft ist der Zug von rechts oder von links bis *C* vorfahren zu lassen. Da in der Nähe von *C* die Lasten die größten Einwirkungen haben, so sind die schwersten Lasten an die Spitze des Zuges zu stellen. Der Belastungszug wird daher so anzuordnen sein, daß alle Lokomotiven nach vorwärts fahren.

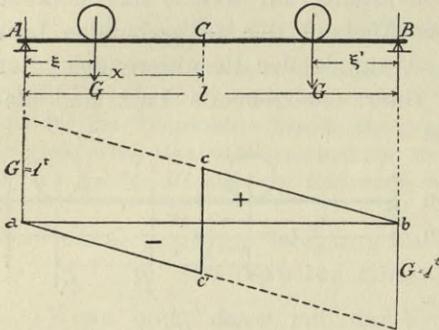


Abb. 73.

In der Regel wird die erste Achse den Querschnitt nicht überschreiten dürfen, um das Maximum (beziehungsweise Minimum) der Querkraft hervorzurufen.

Bezeichnet  $G_1$  die erste Last,  $R$  die Summe aller auf dem Träger befindlichen Lasten,  $e_1$  den Abstand der ersten von der zweiten Achse, so ist zur Hervorrufung der größten Querkraft nur dann die zweite Achse über den Querschnitt zu stellen, wenn die erste Achslast klein ist, wenn nämlich  $G_1 < \frac{e_1}{l} R$ .

Für den Verordnungslastenzug wird dieser Fall nicht eintreten.

Für die Grundstellung: von rechts auffahrender Zug und erste Last über dem Querschnitte, ist die Querkraft gleich dem linken Stützendrucke,  $Q_{max} = A$  und hiernach leicht durch Rechnung oder Konstruktion zu bestimmen.

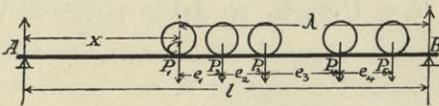


Abb. 74.

Ist bei der Belastungslänge  $\lambda = l - x$  das auf die rechte Stütze bezogene Moment der Lasten

$$M_1 = P_1 \lambda + P_2 (\lambda - e_1) + P_3 (\lambda - e_1 - e_2) + P_4 (\lambda - e_1 - e_2 - e_3) + \dots$$

so folgt die Querkraft aus

$$Q_{max} = \frac{M_1}{l}.$$

Für das Moment  $M_1$  sind in den der österreichischen Brückenverordnung beigegebenen Tabellen die Zahlenwerte, und zwar für eine von Meter zu Meter wachsende Belastungslänge  $\lambda$  und für die vier verschiedenen Belastungsnormen angeführt, so daß die Quer-



die größte positive Querkraft bei rechtsseitiger, die größte negative Querkraft bei linksseitiger Belastung auf. Man erhält

$$\left. \begin{aligned} Q_{max} &= \frac{1}{2} p \frac{(l-x)^2}{l} \\ Q_{min} &= -\frac{1}{2} p \frac{x^2}{l} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6)$$

Die durch diese Formeln dargestellten Kurven (Abb. 76) sind Parabeln, die ihren Scheitel in der rechten, beziehungsweise linken Stütze haben und auf den anderen Stützenlotrechten  $\frac{1}{2} p l$  abschneiden.

### 3. Mittelbare Belastung.

Bisher wurde eine unmittelbare Einwirkung der Lasten auf jede Stelle des Trägers vorausgesetzt; doch ist gerade dieser Fall ziemlich selten. Gewöhnlich erfolgt eine mittelbare Übertragung der Lasten auf den Hauptträger in bestimmten Punkten mit Hilfe von Querträgern.

Einflußlinien für mittelbare Belastung. Wir setzen voraus, daß sich die Belastung auf eine Tragkonstruktion  $AB$  (Abb. 77) nur in einzelnen Punkten, wo Querträger angeordnet sind, unmittelbar übertragen kann und daß für dazwischen liegende Lasten die Druckverteilung auf die Querträger durch sekundäre Längsträger erfolgt, die als Einzelträger, mit der Querträgerentfernung als Stützweite, wirken. Die in einem

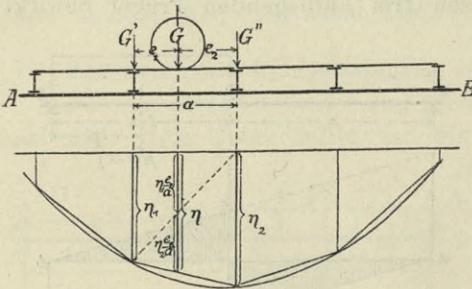


Abb. 77.

Fache von der Weite  $a$  angreifende Last  $G$  ruft dann in den beiden angrenzenden Querträgern Drücke hervor von der Größe  $G' = \frac{e_2}{a} G$  und

$G'' = \frac{e_1}{a} G$ , und letztere sind als angreifende Lasten für die Tragkonstruktion  $AB$  einzuführen. Hat man die Einflußlinie irgend welcher statischer Einwirkung verzeichnet, so geben die unter den Querträgern gemessenen Ordinaten  $\eta_1$  und  $\eta_2$  dieser Linie die Wirkungen der Lasteinheit am Orte der Querträger, folglich ist die Wirkung

der Lasten  $G'$  und  $G''$  gegeben durch  $G'\eta_1 + G''\eta_2 = \left(\frac{e_2}{a}\eta_1 + \frac{e_1}{a}\eta_2\right)G = \eta \cdot G$ , und zwar wird  $\eta$  erhalten, indem man die Enden der Ordinaten  $\eta_1$  und  $\eta_2$  geradlinig verbindet.

Die Einflußlinie irgend welcher statischer Einwirkung ist sonach bei vorstehender Anordnung zwischen zwei direkt belasteten Punkten stets geradlinig.

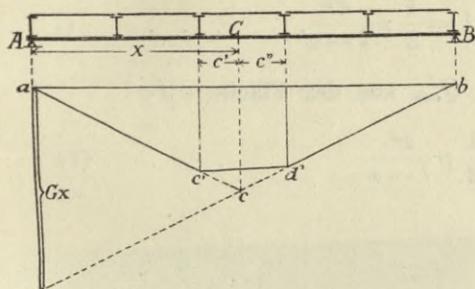


Abb. 78.

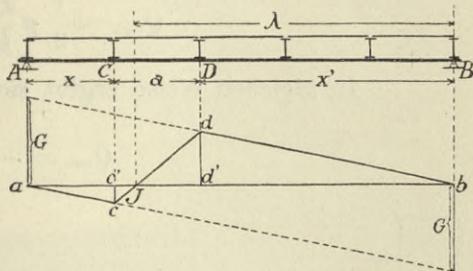


Abb. 79.

Danach sind die Änderungen, welche die Einflußlinie der Momente (Abb. 78) und der Querkräfte (Abb. 79) eines frei aufliegenden Balkens bei der vorliegenden Anordnung der indirekten Belastung erfährt, leicht anzugeben.

#### Mittelbare Belastung durch eine mobile gleichförmig verteilte Last.

Für die Momente kommt wieder, wie aus der Gestalt der Einflußlinie ersichtlich, die Vollbelastung als die ungünstigste zur Wirkung. Liegt der betrachtete Querschnitt im Abstände  $x$  von der Stütze und sind seine Abstände von den benachbarten Querträgern  $c'$  und  $c''$ , so wird für die Vollbelastung mit  $p$  pro Längeneinheit

$$M = \frac{1}{2} p x (l - x) - \frac{1}{2} p c' c''.$$

Die Momentenlinie ist ein der Momentenparabel (Scheitelhöhe  $\frac{1}{8} p l^2$ ) eingeschriebenes Polygon.

Die Querkraft innerhalb eines Faches  $CD$  wird zum Maximum, wenn jener Teil des Trägers belastet ist, der der positiven Anteilfläche der Einflußlinie entspricht, das ist die Strecke von der rechten Stütze bis zu einem Lastscheidpunkte  $J$  innerhalb des betreffenden Faches. Nennt man diese Belastungslänge  $\lambda$ , die Fachweite  $a$ , den

Abstand des linken Querträgers von der linken Stütze  $x$ , des rechten von der rechten Stütze  $x'$ , so ist die Fläche  $Jdb$  der Einflußlinie =

$$= \frac{1}{2} \overline{dd'} \cdot \lambda = \frac{1}{2} \frac{x'}{l} \cdot \lambda.$$

Es ist aber  $\lambda = x' + \frac{\overline{dd'}}{d\overline{d'} + c'c'}$ .  $a = x' + \frac{x'}{l-a} a = x' \frac{l}{l-a}$  sohin

$$Q_{max} = \frac{1}{2} p \frac{x'}{l} \cdot \lambda = \frac{1}{2} p \frac{x'^2}{l-a}. \quad \dots \quad (7)$$

In gleicher Weise ergibt sich  $Q_{min}$  aus der Fläche  $aJc$

$$Q_{min} = -\frac{1}{2} p \frac{x^2}{l-a}. \quad \dots \quad (7a)$$

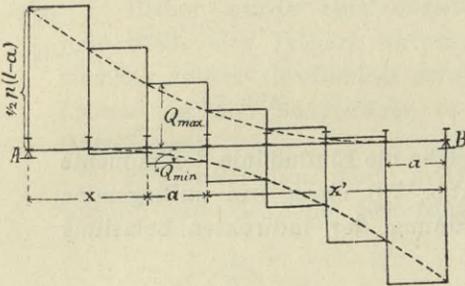


Abb. 80.

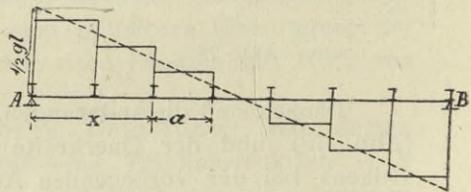


Abb. 81.

Bei durchaus gleichen Querträgerabständen  $a$  lassen sich hier- nach die maximalen Querkräfte durch die Verzeichnung einer Parabel erhalten. Diese hat ihren Scheitel im Abstände  $a$  von der Stütze und schneidet auf den anderen Stützenlotrechten die Strecke  $\frac{1}{2} p (l - a)$  ab (Abb. 80).

Für eine gleichförmig verteilte Vollbelastung ist die Querkraft in jedem Fache gleich der Querkraft bei direkter Belastung für den durch die Fachmitte gelegten Querschnitt (Abb. 81).

Mittelbare Belastung durch ein mobiles Einzellastensystem.

Momente. In den Querschnitten, woselbst Querträger liegen, besteht kein Unterschied gegenüber einem Träger mit unmittelbarer Belastung und es sind die Größenwerte der Momente nach den oben dafür angegebenen Regeln zu bestimmen.

Für jene Laststellung, bei welcher an einem Querträger  $C$  (Abb. 82) das größte Moment  $\overline{cc_1}$  entsteht, werden an den Nachbarquerträgern  $D$  und  $E$  Momente  $\overline{dd_1}$  und  $\overline{ee_1}$  auftreten, welche kleiner sind als die Maximalmomente daselbst ( $\overline{dd_2}$  und  $\overline{ee_3}$ ), denen andere Lasteinstellungen zugrunde liegen. Es gibt aber die gerade Verbindungslinie  $d_1c_1$  und  $c_1e_1$  in ihren Ordinaten die Momente in den zwischen den Querträgern gelegenen Punkten bei jener Belastung, welcher das Maximalmoment in  $C$  entspricht. Werden jetzt die Lasten so gestellt, daß in  $D$  das größte Moment  $\overline{dd_2}$  auftritt, so ergibt sich am Querträger  $C$  wieder ein Moment  $\overline{cc_2}$ , welches kleiner als das Maximum ist und die Linie  $d_2c_2$  gibt den Verlauf der Momente für diese Laststellung in den Zwischenpunkten. Bestimmt man nun auch noch für etwaige andere Lasteinstellungen die Momente an den beiden, dem Fache benachbarten Querträgern, so erhält man in dem, durch sämtliche Momentenlinien innerhalb  $DC$  eingehüllten Vieleck die in dem Fache eintretenden Maximalmomente. Wie man sieht,

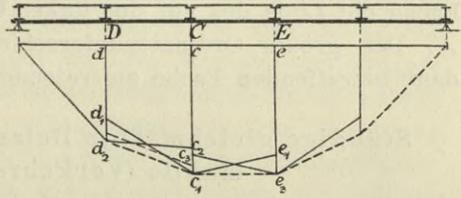


Abb. 82.

hat die Umhüllungslinie der Maximalmomente zwischen den Querträgerpunkten nur einspringende und keine ausspringende Ecken. Setzt man dafür die gerade Verbindungslinie  $d_2c_1$ , so rechnet man mit noch etwas größeren Momentenwerten, als sie ungünstigstenfalls eintreten können, doch ist der Unterschied bei nicht allzu großen Querträgerabständen kein beträchtlicher und auf die Dimensionierung des Trägers ohne Einfluß, so daß man meist von dieser Vereinfachung Gebrauch machen kann und dann nur die Maximalmomente in den Auflagerstellen der Querträger zu bestimmen hat.

Querkräfte. Wie aus der Einflußlinie der Querkraft ersichtlich ist, hat man für die größte positive Querkraft in einem Fache den Belastungszug von rechts bis zu dem betreffenden Fache auffahren zu lassen und den Zug so zusammenzustellen, daß die schwersten Lasten an der Spitze stehen. Tritt die erste Last nicht in das Fach ein, sondern steht dieselbe über dem rechten Querträger, so ist die Querkraft gleich dem linksseitigen Stützendruck und für die Berechnung und Konstruktion derselben gelten die oben für eine direkte Belastung angegebenen Verfahren. Es kann aber in manchen Fällen (in den Endfächern und wenn die erste Last klein ist) die

Querkraft noch etwas größer werden, wenn der Zug weiter vorgeschoben wird, so daß die zweite oder eine folgende Last über den rechten Querträger zu stehen kommt und die ersten Lasten in das Fach eintreten. Bezeichnet für eine solche Laststellung  $A$  den linken Stützendruck,  $A'$  den Druck der im Fache stehenden Lasten auf den linken Querträger, so ist  $Q = A - A'$ .

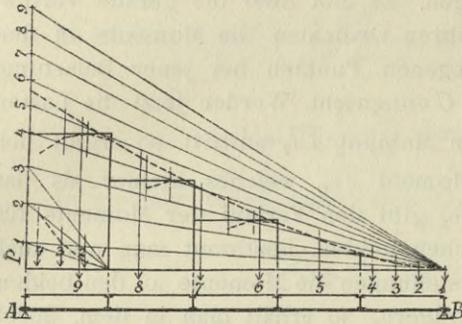


Abb. 83.

Durch die graphische Konstruktion läßt sich hier nach der Größt wert von  $Q$  sehr leicht ermitteln. Man konstruiert zunächst (Abb. 83) in der bekannten Weise die Linie des linksseitigen Stützendruckes  $A$  und dann nach dem gleichen Verfahren in dem

Fache die Linie des auf den linken Querträger übertragenen Druckes  $A'$ . Der größte Ordinatenunterschied beider Linien ergibt die in dem betreffenden Fache auftretende größte Querkraft.

### Ständige gleichmäßige Belastung (Eigengewicht) und mobile (Verkehrs-) Belastung.

Die Einwirkungen dieser beiden Belastungen werden getrennt bestimmt und dann summiert. Hinsichtlich der Momente ist hierzu

weiter nichts zu bemerken, da alle Belastungen bei einem einfachen Balkenträger stets positive Momente hervorrufen. In der zeichnerischen Darstellung kann

die Summierung ohne Übertragung der Ordinaten erfolgen in der Art, daß man von derselben Abszissenachse aus die Eigengewichtsmomente nach aufwärts, die Maximalmomente der zufälligen oder Verkehrsbelastung nach abwärts, natürlich nach der gleichen Maßstabseinheit, aufträgt.

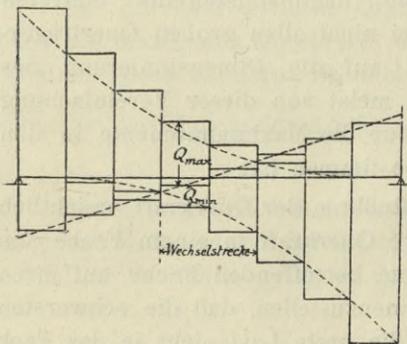


Abb. 84.

Dasselbe wird man auch hinsichtlich der Querkräfte tun (Abb. 84). Durch Summierung der vom Eigengewichte und der von der Verkehrs-

last herrührenden größten positiven und negativen Querkraft erhält man in jedem Fache zwei Grenzwerte  $Q_{max}$  und  $Q_{min}$ . Diese haben in den seitlichen Fachen beide das gleiche Vorzeichen (in den linken Endfachen beide positiv, in den rechten beide negativ); in einigen mittleren Fachen wird aber das Vorzeichen von  $Q_{max}$  und  $Q_{min}$  entgegengesetzt und man bezeichnet den mittleren Teil des Trägers, woselbst die Grenzwerte der Querkraft entgegengesetztes Vorzeichen erhalten, als Wechselstrecke.

§ 12. Die äußeren Kräfte des teilweise eingespannten und des kontinuierlichen Balkens.

Im voranstehenden Paragraphen wurde ein horizontal gelagerter Balken betrachtet, in dessen über den zwei Stützen liegenden Querschnitten keine Biegemomente auftreten. Es hat dies eine freie drehbare Lagerung, d. i. theoretisch die Stützung in einem mathematischen Punkte zur Voraussetzung, sowie auch, daß auf die etwa über die Stützpunkte hinaus verlängerten Trägerteile keine äußeren Kräfte einwirken. Ist die Lagerung, beziehungsweise Verbindung mit den Stützen aber eine derartige, daß die freie Drehung des Trägers daselbst behindert ist (vollkommene oder unvollkommene Einspannung) oder wirken auf die über die Stützpunkte hinausstehenden Trägerarme ebenfalls Lasten (Kragträger), so entstehen in den Auflagerquerschnitten Momente  $M_1$  und  $M_2$ , die wieder Änderungen der Stützenkräfte und damit auch der Biegemomente in den sämtlichen übrigen Querschnitten herbeiführen.

Bezeichnet (Abb. 85)  $\mathfrak{M}$  das Biegemoment im Punkte  $C$  des nur bis zu den Stützen reichenden frei aufliegenden Trägers, welches durch die von der Schlußlinie  $a' b'$  gemessene Seileckhöhe bestimmt ist, sind ferner  $\mathfrak{A}$  und  $\mathfrak{B}$  die Auflagerkräfte dieses frei aufliegenden Trägers, so werden beim Hinzutreten der Auflagermomente  $M_1$  und  $M_2$  die vom

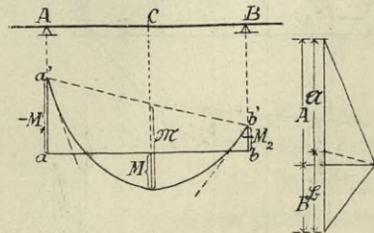


Abb. 85.

Trägerteil  $A B$  übertragenen

$$\left. \begin{aligned} A &= \mathfrak{A} + \frac{M_2 - M_1}{l} \\ B &= \mathfrak{B} + \frac{M_1 - M_2}{l} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

und das Biegemoment im Punkte  $C$

$$M = \mathfrak{M} + \frac{l-x}{l} M_1 + \frac{x}{l} M_2 \quad (9)$$

Trägt man im Maßstabe der Seileckhöhen die Momente  $M_1$  und  $M_2$  in den Stützenlotrechten über  $a'$  und  $b'$  auf (bei negativem Vorzeichen dieser Momente subtraktiv nach abwärts), so bestimmt sich die neue Schlußlinie  $a b$ , von der aus die Momente  $M$  in den bis zum Seileck reichenden Ordinaten zu messen sind. Der zu dieser Schlußlinie parallele Strahl im Krafteck gibt die Auflagerkräfte  $A$  und  $B$ .

Die Momente  $M_1$  und  $M_2$  können entweder statisch bestimmbar sein — bei einem ausgekragten, frei aufliegenden Träger — oder sie müssen aus der elastischen Formänderung des eingespannten oder kontinuierlichen Balkens ermittelt werden.

### 1. Der ausgekragte Träger und der kontinuierliche Gelenkträger (Auslegerträger).

Wirken auf den Arm eines Kragträgers (Abb. 86) die Lasten  $P_1, P_2 \dots$  in den Abständen  $a_1 a_2 \dots$  von der Stütze, so ist das Stützenmoment

$$M_1 = - (P_1 a_1 + P_2 a_2 + \dots).$$

Im Zusammenhange mit den obigen Formeln 8) und 9) ist die rechnerische Behandlung eines gegebenen Belastungsfalles damit als gelöst anzusehen.

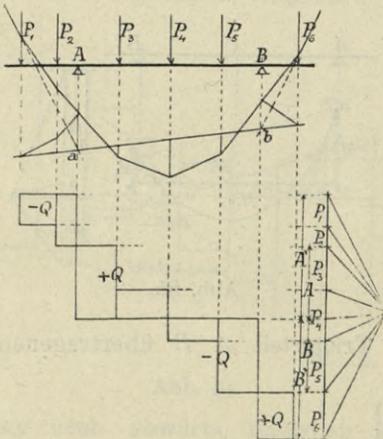


Abb. 86.

Beim graphischen Verfahren verzeichne man das Seilpolygon sämtlicher Lasten in ihrer Aufeinanderfolge und bestimme die richtige Schlußlinie  $ab$  durch die Schnittpunkte der ersten und letzten Seilseite mit den Stützenlotrechten. Man kann dann auch die auf die Kragarme wirkenden Momente auf diese Schlußseite übertragen.

Das Ende eines Kragträgers kann als Stütze eines frei aufliegenden Balkens dienen und es können bei einem über mehrere Öffnungen reichenden Tragwerke über jeder zweiten Öffnung Kragträger liegen und zwischen ihnen, auf die Kragarme gestützte, freigelagerte Einzelträger, wodurch die Anordnung des kontinuierlichen

Gelenkträgers oder Auslegerträgers (Abb. 87) erhalten wird. Man erkennt leicht, daß für jeden Kragträger  $FG$  nur seine eigene Belastung und jene der beiden angrenzenden Schwebeträger  $AF$  und  $GH$  von Einfluß, die Anordnung und Belastung des übrigen Tragwerkes dagegen ganz gleichgiltig ist.

In Abb. 87 stellen die Figuren  $a$  und  $b$  die Einflußlinien für das Moment und die Querkraft in einem zwischen den Stützen gelegenen Querschnitt  $M$  des

Kragträgers, die Figuren  $c$  und  $d$  jene in einem Querschnitt  $M'$  des Kragarmes dar. Es ist daraus ersichtlich, daß in dem Kragträger positive und negative Momente auftreten können, und es erreichen erstere ihren Größtwert bei Vollbelastung des Feldes  $BC$ , letztere bei Belastung der Kragarme und der angrenzenden Schwebeträger. Desgleichen bestehen für die positiven und negativen Querkräfte je zwei Beitragstrecken, nämlich  $\overline{MC}$  und

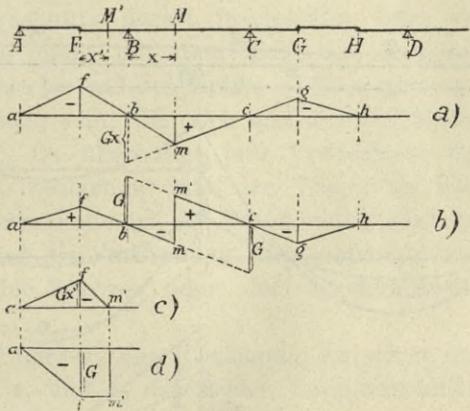


Abb. 87.

$\overline{AB}$  für die positive und  $\overline{BM}$  und  $\overline{CH}$  für die negative Querkraft. Auf die Querschnitte des Kragarmes wirken dagegen nur negative Momente und negative Querkräfte, welche ihren Größtwert bei Vollbelastung des vorstehenden Kragarmteiles und des angrenzenden Schwebeträgers erreichen.

Mit Hilfe der Einflußlinien kann die ungünstigste Einstellung eines Lastenzuges nach dem allgemeinen Verfahren bestimmt werden.

Für eine gleichmäßig verteilte Belastung sind die Momentenlinien Parabeln, die Querkraftskurven gerade Linien, deren Verzeichnung keiner Schwierigkeit unterliegt, wenn von den Stützenmomenten  $M_1$  und  $M_2$  ausgegangen wird.

Bezeichnet  $g_0$  die Belastung für die Längeneinheit des Schwebeträgers,  $a$  dessen Stützweite,  $g_1$  die Belastung für die Längeneinheit des Kragarmes,  $b$  dessen Länge, so ist

$$M_1 = \frac{1}{2} (g_0 a + g_1 b) b$$

In Abb. 88 sind die Größtwerte der Momente und Querkräfte für einen Kragträger von symmetrischer Anordnung dargestellt, und zwar gelten die schwach gezogenen Linien für die ständige Belastung mit  $g_0$   $g_1$  und  $g_2$ , die gestrichelten Linien für die Maximal-, beziehungsweise Minimalwirkung der Verkehrslast  $p$ , und die stark gezogenen Linien für die Summierung beider Belastungen.

Bei der Verkehrslast kommen bezüglich der Momente zwei Belastungsfälle in Betracht, nämlich für das positive Maximum Voll-

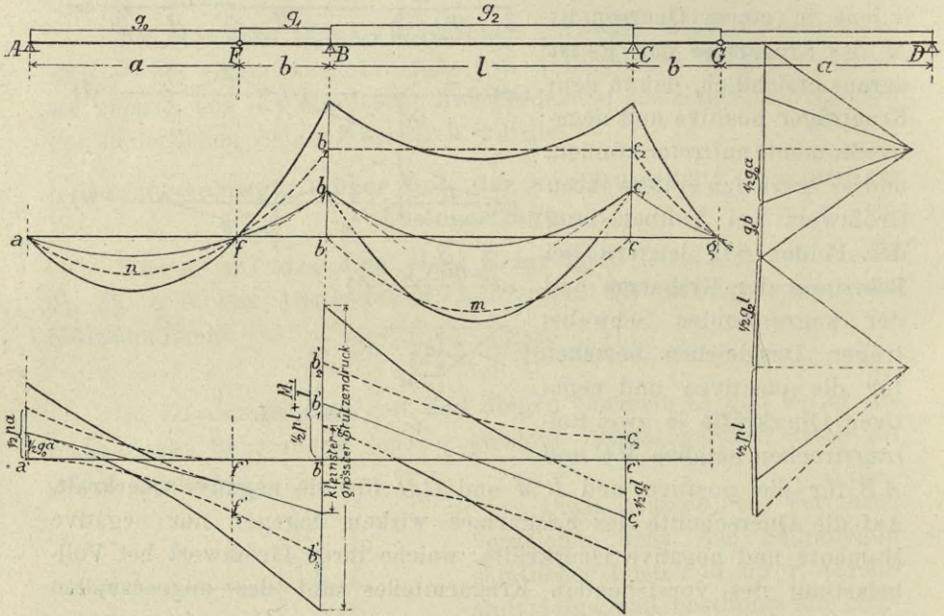


Abb. 88.

belastung des Feldes  $BC$  (Linie  $bmc$  Parabel mit der Pfeilhöhe  $\frac{1}{8}pl^2$ ) und für das Minimum Belastung der Außenfelder  $AB$  und  $CD$  (Linie  $anb_2c_2g$ ). Die Stützenmomente  $\overline{bb_2}$  und  $\overline{cc_2}$  sind in letzterem Falle  $M_1 = \frac{1}{2}pb(a+b)$ . Die Linie der größten positiven Querkräfte  $b'_2c'_2$  im Felde  $BC$  entspricht der Querkraftskurve ( $A$ -Linie) des frei aufliegenden Trägers, deren Ordinaten um

$$c'c'_2 = \frac{M_1}{l} = \frac{1}{2}p \frac{b(a+b)}{l}$$

vergrößert sind. Für den Kragarm ist die Querkraftskurve eine Gerade  $f_3' b_3'$ , und zwar die Verlängerung der Endtangente an die Kurve der negativen Querkräfte des Schwebeträgers.

## 2. Der eingespannte Träger.

Ein frei aufliegender Träger erfährt unter einer Belastung eine ganz bestimmte Formänderung (Durchbiegung) und es findet dabei eine Verdrehung der Endquerschnitte statt um Winkel, welche den Neigungswinkeln der Endtangente an die elastische Linie des Balkens entsprechen. Sind die Endquerschnitte derart festgehalten oder eingespannt, daß ihre Verdrehung nicht mit dem Maße des frei aufliegenden Balkens übereinstimmt, so müssen Kräfte — Einspannungsmomente  $M_1$  und  $M_2$  — wirksam sein, die sich aus der Größe der Verdrehungswinkel bestimmen. Ist überhaupt jede Verdrehung der Endquerschnitte verhindert, so bezeichnet man den Träger als vollkommen eingespannt, im anderen Falle ist die Einspannung eine unvollkommene oder teilweise und die Verdrehung dann abhängig von der elastischen Verbiegung der Stützen oder der anschließenden Trägereile.

Es handelt sich zunächst darum, eine Beziehung zwischen der Größe der Verdrehungswinkel  $\tau_1$  und  $\tau_2$  der beiden Endquerschnitte und der Größe der auf sie einwirkenden Momente  $M_1$  und  $M_2$  aufzustellen.

Hierzu verhilft am einfachsten der Satz über die Formänderungsarbeit  $\mathfrak{A}$  des im äußeren Gleichgewichte befindlichen elastischen Systems, wonach

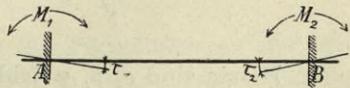


Abb. 89.

$$\frac{\partial \mathfrak{A}}{\partial M_1} = \tau_1, \quad \frac{\partial \mathfrak{A}}{\partial M_2} = \tau_2$$

ist. Die Formänderungsarbeit eines geraden Balkens drückt sich mit Vernachlässigung des im allgemeinen geringfügigen Einflusses der Schubspannungen durch

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2} \int_A^B \frac{M^2}{EJ} dx$$

aus, worin  $J$  das variabel angenommene Trägheitsmoment des Balkenquerschnittes und  $E$  den konstanten Elastizitätskoeffizienten bezeichnet. Es ist sonach

$$E \tau_1 = \int_A^B \frac{M}{J} \frac{\partial M}{\partial M_1} dx \quad E \tau_2 = \int_A^B \frac{M}{J} \frac{\partial M}{\partial M_2} dx$$

Setzt man für  $M$  den Ausdruck nach Gleichung 9) ein und ebenso die daraus abgeleiteten

$$\frac{\partial M}{\partial M_1} = \frac{l-x}{l}, \quad \frac{\partial M}{\partial M_2} = \frac{x}{l},$$

so ergibt sich schließlich

$$E \tau_1 = \int_0^l \mathfrak{M} \frac{l-x}{J l} dx + M_1 \int_0^l \frac{1}{J} \left( \frac{l-x}{l} \right)^2 dx + M_2 \int_0^l \frac{x(l-x)}{J l^2} dx$$

$$E \tau_2 = \int_0^l \mathfrak{M} \frac{x}{J l} dx + M_1 \int_0^l \frac{x(l-x)}{J l^2} dx + M_2 \int_0^l \frac{1}{J} \left( \frac{x}{l} \right)^2 dx.$$

Mit Einführung eines beliebigen, etwa mittleren Trägheitsmomentes  $J_0$  ist

$$\left. \begin{aligned} \int_0^l \frac{J_0}{J} x^2 dx &= \alpha \frac{l^3}{3} & \int_0^l \frac{J_0}{J} (l-x)^2 dx &= \beta \frac{l^3}{3} \\ \int_0^l \frac{J_0}{J} x(l-x) dx &= \gamma \frac{l^3}{6} \end{aligned} \right\} \dots \dots (10)$$

Hierin sind  $\alpha, \beta, \gamma$  Zahlenkoeffizienten, welche für ein konstantes Trägheitsmoment  $J = J_0$  gleich 1 werden.

Wir setzen ferner die abkürzende Bezeichnung

$$\int_0^l \frac{J_0}{J} \mathfrak{M} x dx = N_a \quad \text{und} \quad \int_0^l \frac{J_0}{J} \mathfrak{M} (l-x) dx = N_b \quad \dots \dots (11)$$

worunter die statischen Momente der in ihren Ordinaten mit  $\frac{J_0}{J}$  multiplizierten Momentenfläche des frei aufliegenden Balkens, bezogen auf die linke und rechte Stützenlotrechte, verstanden werden können.

Damit erhält man

$$\left. \begin{aligned} 6 E J_0 \tau_1 &= \left( 6 \frac{N_b}{l^2} + 2 \beta M_1 + \gamma M_2 \right) l \\ 6 E J_0 \tau_2 &= \left( 6 \frac{N_a}{l^2} + \gamma M_1 + 2 \alpha M_2 \right) l \end{aligned} \right\} \dots \dots (12)$$

Die Reduktion auf  $M_1$  und  $M_2$  ergibt:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= 6 \frac{E J_0 l (2 \alpha \tau_1 - \gamma \tau_2) - 2 \alpha N_b + \gamma N_a}{(4 \alpha \beta - \gamma^2) l^2} \\ M_2 &= 6 \frac{E J_0 l (2 \beta \tau_2 - \gamma \tau_1) - 2 \beta N_a + \gamma N_b}{(4 \alpha \beta - \gamma^2) l^2} \end{aligned} \right\} \dots \dots (13)$$

Die Einspannungsmomente sind hieraus bei gegebener Größe der Verdrehungswinkel  $\tau_1$  und  $\tau_2$  zu berechnen.

Für vollkommene Einspannung ist  $\tau_1 = \tau_2 = 0$  und es werden die Einspannungsmomente

$$\begin{aligned} \overline{M}_1 &= -6 \frac{2 \alpha N_b - \gamma N_a}{(4 \alpha \beta - \gamma^2) l^2} \\ \overline{M}_2 &= -6 \frac{2 \beta N_a - \gamma N_b}{(4 \alpha \beta - \gamma^2) l^2} \end{aligned}$$

Bei konstantem Trägheitsmoment des Balkens ist

$$\overline{M}_1 = -2 \frac{2 N_b - N_a}{l^2}, \quad \overline{M}_2 = -2 \frac{2 N_a - N_b}{l^2}.$$

Die Momente  $M_1$  und  $M_2$  sind = Null, d. h. der Träger verhält sich wie ein frei aufliegender Balken, wenn  $\tau_1 = \frac{N_b}{E J_0 l}$  und  $\tau_2 = \frac{N_a}{E J_0 l}$  ist. Bei kleineren Verdrehungswinkeln entstehen negative, bei größeren positive Stützenmomente.

Die Verdrehungswinkel sind durch die Formänderung der mit den Trägern verbundenen Teile (Stützen oder Tragwerksteile) bestimmt; ihre rechnerische Ermittlung kann aber oft Schwierigkeiten unterliegen. Ein einfacher Fall ist in Abb. 90 dargestellt. Die mit dem Träger starr verbundenen Stützen von der Höhe  $h$  mögen konstanten Querschnitt vom Trägheitsmomente  $J_1$  haben und an den unteren Enden vollkommen eingespannt sein. Auf das obere Ende der Stütze wirkt das Moment  $M_1$  beziehungsweise  $M_2$ , die Verdrehung ist daselbst  $\tau_1$  beziehungsweise  $\tau_2$ . An den unteren Einspannungsstellen sind Momente  $M_0$  beziehungsweise  $M'_0$  wirksam, die Verdrehung ist daselbst Null.

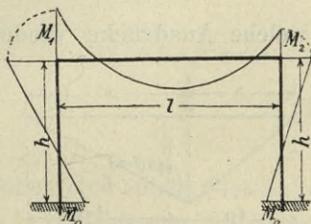


Abb. 90.

Die Anwendung der zweiten der Gleichungen 12) auf eine Stütze liefert

$$0 = (M_1 + 2 M_0) h, \quad \text{sonach} \quad M_0 = -\frac{1}{2} M_1$$

und desgleichen für die andere Stütze

$$M'_0 = -\frac{1}{2} M_2$$

damit ergibt die erste Gleichung 12)

$$6 E J_1 \tau_1 = (2 M_1 - \frac{1}{2} M_2) h = \frac{3}{2} M_1 h$$

oder

$$\left. \begin{aligned} \tau_1 &= \frac{M_1 h}{4 E J_1} \\ \text{In gleicher Weise erhält man} \\ \tau_2 &= \frac{M_2 h}{4 E J_1} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (14)$$

Diese Ausdrücke für die beiden Verdrehungswinkel lassen nun in Verbindung mit den für den Balken geltenden Gleichungen 13) die Größe der Momente  $M_1$  und  $M_2$  finden.

Wären die Stützen unten frei drehbar gelagert, sonach das Moment  $M_0$  beziehungsweise  $M'_0 = 0$ , so folgt  $6 E J_1 \tau_1 = 2 M_1 h$  oder

$$\left. \begin{aligned} \tau_1 &= \frac{M_1 h}{3 E J_1} \\ \text{und} \\ \tau_2 &= \frac{M_2 h}{3 E J_1} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (15)$$

welche Ausdrücke wieder mit den Gleichungen 13) verbunden die Momente  $M_1$  und  $M_2$  liefern.

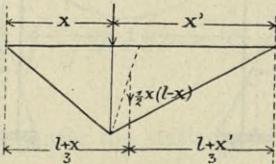


Abb. 91.

Die Größen  $N_a$  und  $N_b$  lassen sich bei gegebener Belastung aus den reduzierten Momenten  $\mathfrak{M} \frac{J_0}{J}$  rechnerisch oder graphisch bestimmen. Für konstantes Trägheitsmoment  $J = J_0$  und Belastung durch eine

Einzellast  $G = 1$  im Abstände  $x$  erhält man

$$\left. \begin{aligned} N_a &= \frac{1}{2} x (l - x) \cdot \frac{1}{3} (l + x) = \frac{1}{6} x (l^2 - x^2) \\ N_b &= \frac{1}{2} x' (l - x') \cdot \frac{1}{3} (l + x') = \frac{1}{6} x' (l^2 - x'^2) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (16)$$

Für eine totale gleichmäßige Belastung mit  $p$  pro Längeneinheit wird

$$N_a = N_o = \frac{1}{8} p l^2 \cdot \frac{2}{3} l \cdot \frac{1}{2} l = \frac{1}{24} p l^4$$

Stellt man die Einflußlinien der Stützenmomente  $M_1$  und  $M_2$  dar, so läßt sich mit Hilfe der Gleichung 9) auch die Einflußlinie des Momentes für einen beliebigen Querschnitt daraus ableiten.

### 3. Der kontinuierliche Träger.

Bei einem über mehrere Felder reichenden Balkenträger können die Gleichungen 12) auf jedes einzelne Feld angewendet werden. Je zwei aneinander grenzenden Feldern gehören für die sie trennende Zwischenstütze der gleiche Wert von  $M$  und der gleiche, im Vorzeichen aber entgegengesetzte Wert von  $\tau$  an. Man erhält sonach für das  $m$ . und  $(m + 1)$ . Feld (Abb. 92), deren zugehörige Werte durch den Index  $m$  und  $m + 1$  unterschieden werden, durch Anwendung der Gleichungen 12).

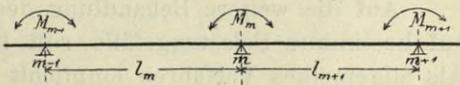


Abb. 92.

$$\begin{aligned} 6 E J_0 \tau_m &= \left( 6 \frac{N_{a,m}}{l_m^2} + \gamma M_{m-1} + 2 \alpha M_m \right) l_m = \\ &= - \left( 6 \frac{N_{b,m+1}}{l_{m+1}^2} + 2 \beta_{m+1} M_m + \gamma_{m+1} M_{m+1} \right) l_{m+1} \end{aligned}$$

oder

$$\begin{aligned} 2 M_m (\alpha_m l_m + \beta_{m+1} l_{m+1}) + \gamma_m l_m M_{m-1} + \gamma_{m+1} l_{m+1} M_{m+1} = \\ = - 6 \left( \frac{N_{a,m}}{l_m} + \frac{N_{b,m+1}}{l_{m+1}} \right) \end{aligned} \quad (17)$$

Je zwei aneinandergrenzende Felder geben eine solche Gleichung; es lassen sich sonach bei  $n$  Feldern  $n - 1$  Gleichungen aufstellen, d. i. so viele als Zwischenstützen vorhanden sind. Für die Endstützen werden die daselbst auftretenden Momente  $M_0$  und  $M_n$  durch die Art der Auflagerung bedingt; ist keine Einspannung, sondern freie Auflagerung vorhanden, so ist  $M_0 = M_n = 0$ . Das Gleichungssystem ist demnach zur Berechnung der  $n - 1$  unbekanntenen Momente an den Zwischenstützen ausreichend.

Die Koeffizienten  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  sind durch 10) die Größen  $N_a$  und  $N_b$  durch 11 bestimmt. Für einen Träger mit freier Auflagerung und

mit durchaus konstantem Trägheitsmoment sind  $\alpha = \beta = \gamma = 1$  und es lautet das Gleichungssystem:

$$\left. \begin{aligned} 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 &= -6 \left( \frac{N_{a,1}}{l_1} + \frac{N_{b,2}}{l_2} \right) \\ M_1 l_2 + 2 M_2 (l_2 + l_3) + M_3 l_3 &= -6 \left( \frac{N_{a,2}}{l_2} + \frac{N_{b,3}}{l_3} \right) \\ M_{m-1} l_m + 2 M_m (l_m + l_{m+1}) + M_{m+1} l_{m+1} &= \\ &= -6 \left( \frac{N_{a,m}}{l_m} + \frac{N_{b,m+1}}{l_{m+1}} \right) \\ M_{n-2} l_{n-1} + 2 M_{n-1} (l_{n-1} + l_n) &= -6 \left( \frac{N_{a,n-1}}{l_{n-1}} + \frac{N_{b,n}}{l_n} \right) \end{aligned} \right\} \dots (18)$$

Auf die weitere Behandlung des kontinuierlichen Trägers sowie auf bestimmte Belastungsfälle soll hier nicht eingegangen werden. Als allgemeines Verfahren empfiehlt sich die Verzeichnung der Einflußlinien für die Momente und Querkräfte in den einzelnen Querschnitten des Trägers. Diese lassen sich aber aus den Einflußlinien der Stützenmomente ableiten, deren Ordinatenwerte durch Auflösung der obigen Gleichungen erhalten werden, wenn als Belastung eine Einzellast in wechselnder Lage zum Träger angenommen wird, wofür sich bei konstantem Querschnitt die Größen  $N_a$  und  $N_b$  nach den Gleichungen 16) berechnen.

Für eine der häufigst vorkommenden Anordnungen, den kontinuierlichen Träger konstanten Querschnittes über drei Feldern und mit symmetrischer Anordnung, d. i. gleich langen Außenfeldern (Abb. 93), werden im nachstehenden diese Einflußlinien berechnet und in einer

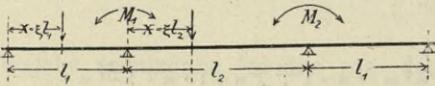


Abb. 93.

unten folgenden Tabelle zusammengestellt.

Die Gleichungen 18) zur Bestimmung der Stützenmomente lauten:

$$\begin{aligned} 2 (l_1 + l_2) M_1 + l_2 M_2 &= -6 \left[ \frac{N_{a,1}}{l_1} + \frac{N_{b,2}}{l_2} \right] \\ 2 (l_1 + l_2) M_2 + l_2 M_1 &= -6 \left[ \frac{N_{a,2}}{l_2} + \frac{N_{b,3}}{l_1} \right] \end{aligned}$$

Die Auflösung ergibt

$$\begin{aligned} M_1 [4 (l_1 + l_2)^2 - l_2^2] &= -12 \left[ \frac{N_{a,1}}{l_1} + \frac{N_{b,2}}{l_2} \right] (l_1 + l_2) + \\ &+ 6 \left[ \frac{N_{a,2}}{l_2} + \frac{N_{b,3}}{l_1} \right] l_2 \end{aligned}$$

Setzt man

$$\frac{l_1 + l_2}{l_2} = \alpha \quad \text{oder} \quad \frac{l_1}{l_2} = \alpha - 1$$

so ist

$$M_1 \cdot \frac{4\alpha^2 - 1}{\alpha^2} (l_1 + l_2)^2 = -12\alpha \left( \frac{N_{a,1}}{\alpha - 1} + N_{b,2} \right) + 6 \left( N_{a,2} + \frac{N_{b,3}}{\alpha - 1} \right)$$

a) Für eine Last  $G$  im ersten Felde im Abstände  $x = \xi \cdot l_1$  erhält man mit

$$N_{a,1} = \frac{1}{6} G x (l_1^2 - x^2) = \frac{1}{6} \xi (1 - \xi^2) \frac{(\alpha - 1)^3}{\alpha^3} \cdot (l_1 + l_2)^3 \cdot G,$$

ferner mit  $N_{a,2} = N_{b,2} = N_{b,3} = 0$

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -2\xi(1 - \xi^2) \frac{(\alpha - 1)^2}{4\alpha^2 - 1} G \cdot (l_1 + l_2) \\ M_2 &= -\frac{1}{2\alpha} M_1 \end{aligned} \right\} \dots \dots (19)$$

b) Für eine Last  $G$  im 2. Felde im Abstände  $x = \xi \cdot l_2$  erhält man mit

$$N_{a,2} = \frac{1}{6} x (l_2^2 - x^2) G = \frac{1}{6} \xi (1 - \xi^2) \frac{1}{\alpha^3} (l_1 + l_2)^3 \cdot G$$

$$N_{b,2} = \frac{1}{6} x (l_2 - x) (2l_2 - x) G = \frac{1}{6} \xi (1 - \xi) (2 - \xi) \frac{1}{\alpha^3} (l_1 + l_2)^3 \cdot G$$

$$N_{a,1} = 0, \quad N_{b,3} = 0$$

$$M_1 = -\frac{[4\alpha - 1 - 6\alpha\xi + (2\alpha + 1)\xi^2]\xi}{(4\alpha^2 - 1)\alpha} \cdot G (l_1 + l_2) \dots \dots (20)$$

Nach diesen Formeln wurde die nachstehende Tabelle der Stützenmomente für verschiedene Verhältnisse der Spannweiten  $l:l_2$  berechnet und genügen die Angaben für eine Trägerhälfte, da für symmetrische Lastlagen sich die Werte von  $M_1$  und  $M_2$  nur vertauschen. Für zwischenliegende Spannweitenverhältnisse können die Zahlenwerte durch Interpolation bestimmt werden.

### Einflußwerte $C$

der Stützennomente des kontinuierlichen Trägers über 3 Felder.

$$M_1 = C(l_1 + l_2)$$

a) Last im Seitenfelde.

		$\frac{x}{l_1} = 0.1$	0.2	0.3	0.4	0.5	
$M_1 = C(l_1 + l_2)$	$l_1 : l_2$	0.4	— 0.00463	— 0.00898	— 0.01277	— 0.01572	— 0.01754
			156	302	429	528	590
		0.5	— 0.00619	— 0.01200	— 0.01706	— 0.02100	— 0.02344
			152	296	421	518	578
		0.6	— 0.00771	— 0.01496	— 0.02127	— 0.02618	— 0.02922
			148	286	406	500	558
		0.7	— 0.00919	— 0.01782	— 0.02533	— 0.03118	— 0.03480
			140	278	389	478	533
		0.8	— 0.01059	— 0.02055	— 0.02922	— 0.03596	— 0.04013
			134	259	368	454	507
		0.9	— 0.01193	— 0.02314	— 0.03290	— 0.04050	— 0.04520
			127	246	350	430	480
1.0	— 0.01320	— 0.02560	— 0.03640	— 0.04480	— 0.05000		
	120	232	330	407	454		
1.1	— 0.01440	— 0.02792	— 0.03970	— 0.04887	— 0.05454		
	113	220	312	384	428		
1.2	— 0.01553	— 0.03012	— 0.04282	— 0.05271	— 0.05882		
$M_2 = C(l_1 + l_2)$	$l_1 : l_2$	0.4	+ 0.00165	+ 0.00321	+ 0.00456	+ 0.00561	+ 0.00627
			41	79	103	139	155
		0.5	+ 0.00206	+ 0.00400	+ 0.00569	+ 0.00700	+ 0.00782
			35	68	96	118	131
		0.6	+ 0.00241	+ 0.00468	+ 0.00665	+ 0.00818	+ 0.00913
			29	56	80	99	111
		0.7	+ 0.00270	+ 0.00524	+ 0.00745	+ 0.00917	+ 0.01024
			24	47	67	82	91
		0.8	+ 0.00294	+ 0.00571	+ 0.00812	+ 0.00999	+ 0.01115
			20	38	54	67	74
		0.9	+ 0.00314	+ 0.00609	+ 0.00866	+ 0.01066	+ 0.01189
			16	31	44	54	61
1.0	+ 0.00330	+ 0.00640	+ 0.00910	+ 0.01120	+ 0.01250		
	13	25	35	43	49		
1.1	+ 0.00343	+ 0.00665	+ 0.00945	+ 0.01163	+ 0.01299		
	10	19	28	35	38		
1.2	+ 0.00353	+ 0.00684	+ 0.00973	+ 0.01198	+ 0.01337		

## Einflußwerte $C$

der Stützenmomente des kontinuierlichen Trägers über 3 Felder.

$$M_1 = C(l_1 + l_2)$$

a) Last im Seitenfelde.

$\xi = \frac{x}{l_1} =$	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
$M_1 = C(l_1 + l_2)$	0.4	-0.01796	-0.01670	-0.01347	-0.00800	0
		604	561	453	269	
	0.5	-0.02400	-0.02231	-0.01800	-0.01069	0
		592	551	444	263	
	0.6	-0.02992	-0.02782	-0.02244	-0.01332	0
		572	531	429	255	
	0.7	-0.03564	-0.03313	-0.02673	-0.01587	0
		546	508	409	243	
	0.8	-0.04110	-0.03821	-0.03082	-0.01830	0
		518	482	389	231	
	0.9	-0.04628	-0.04303	-0.03471	-0.02061	0
		492	457	369	219	
1.0	-0.05120	-0.04760	-0.03840	-0.02280	0	
	465	432	348	207		
1.1	-0.05585	-0.05192	-0.04188	-0.02487	0	
	439	408	330	195		
1.2	-0.06024	-0.05600	-0.04518	-0.02682	0	
$M_2 = C(l_1 + l_2)$	0.4	+0.00642	+0.00596	+0.00481	+0.00286	0
		158	148	119	70	
	0.5	+0.00800	+0.00744	+0.00600	+0.00356	0
		135	125	101	60	
	0.6	+0.00935	+0.00869	+0.00701	+0.00416	0
		111	105	85	51	
	0.7	+0.01048	+0.00974	+0.00786	+0.00467	0
		93	87	70	41	
	0.8	+0.01141	+0.01061	+0.00856	+0.00508	0
		77	71	57	34	
	0.9	+0.01218	+0.01132	+0.00913	+0.00542	0
		62	58	47	28	
1.0	+0.01280	+0.01190	+0.00960	+0.00570	0	
	50	46	37	22		
1.1	+0.01330	+0.01236	+0.00997	+0.00592	0	
	39	37	30	18		
1.2	+0.01369	+0.01273	+0.01027	+0.00610	0	

## Einflußwerte $C$

der Stützenmomente des kontinuierlichen Trägers über 3 Felder.

$$M_1 = C(l_1 + l_2)$$

### b) Last im Mittelfelde.

		$\frac{a_1}{l_2} = \frac{x}{l_2} = 0.1$	0.2	0.3	0.4	0.5		
$M_1 = C(l_1 + l_2)$	$l_1 : l_2$	0.4	— 0.03966	— 0.06416	— 0.07588	— 0.07970	— 0.07049	
			516	816	938	1170	799	
		0.5	— 0.03450	— 0.05600	— 0.06650	— 0.06800	— 0.06250	
			418	665	769	761	670	
		0.6	— 0.03032	— 0.04935	— 0.05881	— 0.06039	— 0.05580	
			345	550	640	638	567	
		0.7	— 0.02687	— 0.04385	— 0.05241	— 0.05401	— 0.05013	
			287	461	539	540	484	
		0.8	— 0.02400	— 0.03924	— 0.04702	— 0.04861	— 0.04529	
			243	390	459	463	417	
		0.9	— 0.02157	— 0.03534	— 0.04243	— 0.04398	— 0.04112	
			207	334	393	398	362	
1.0	— 0.01950	— 0.03200	— 0.03850	— 0.04000	— 0.03750			
	178	288	340	345	316			
1.1	— 0.01772	— 0.02912	— 0.03510	— 0.03655	— 0.03434			
	154	250	297	304	277			
1.2	— 0.01618	— 0.02662	— 0.03213	— 0.03351	— 0.03157			
$M_2 = C(l_1 + l_2)$	$l_1 : l_2$	0.4	— 0.01109	— 0.02606	— 0.04254	— 0.05814	— 0.07049	
			59	206	404	614	799	
		0.5	— 0.01050	— 0.02400	— 0.03850	— 0.05200	— 0.06250	
			64	192	356	525	670	
		0.6	— 0.00986	— 0.02208	— 0.03494	— 0.04675	— 0.05580	
			64	176	312	450	567	
		0.7	— 0.00922	— 0.02032	— 0.03182	— 0.04225	— 0.05013	
			61	159	275	390	484	
		0.8	— 0.00861	— 0.01873	— 0.02907	— 0.03835	— 0.04529	
			58	144	243	339	417	
		0.9	— 0.00803	— 0.01729	— 0.02664	— 0.03496	— 0.04112	
			53	129	214	296	362	
1.0	— 0.00750	— 0.01600	— 0.02450	— 0.03200	— 0.03750			
	49	116	190	260	316			
1.1	— 0.00701	— 0.01484	— 0.02260	— 0.02940	— 0.03434			
	46	106	170	222	277			
1.2	— 0.00655	— 0.01378	— 0.02090	— 0.02718	— 0.03157			

In Abb. 94 sind die Einflußlinien der Momente und Querkräfte für ein Verhältnis  $l_1 : l_2 = 0.8$  dargestellt, und zwar wurde zunächst die Linie des Stützenmomentes  $M_1$  nach den Zahlenwerten der obigen Tabelle auf-

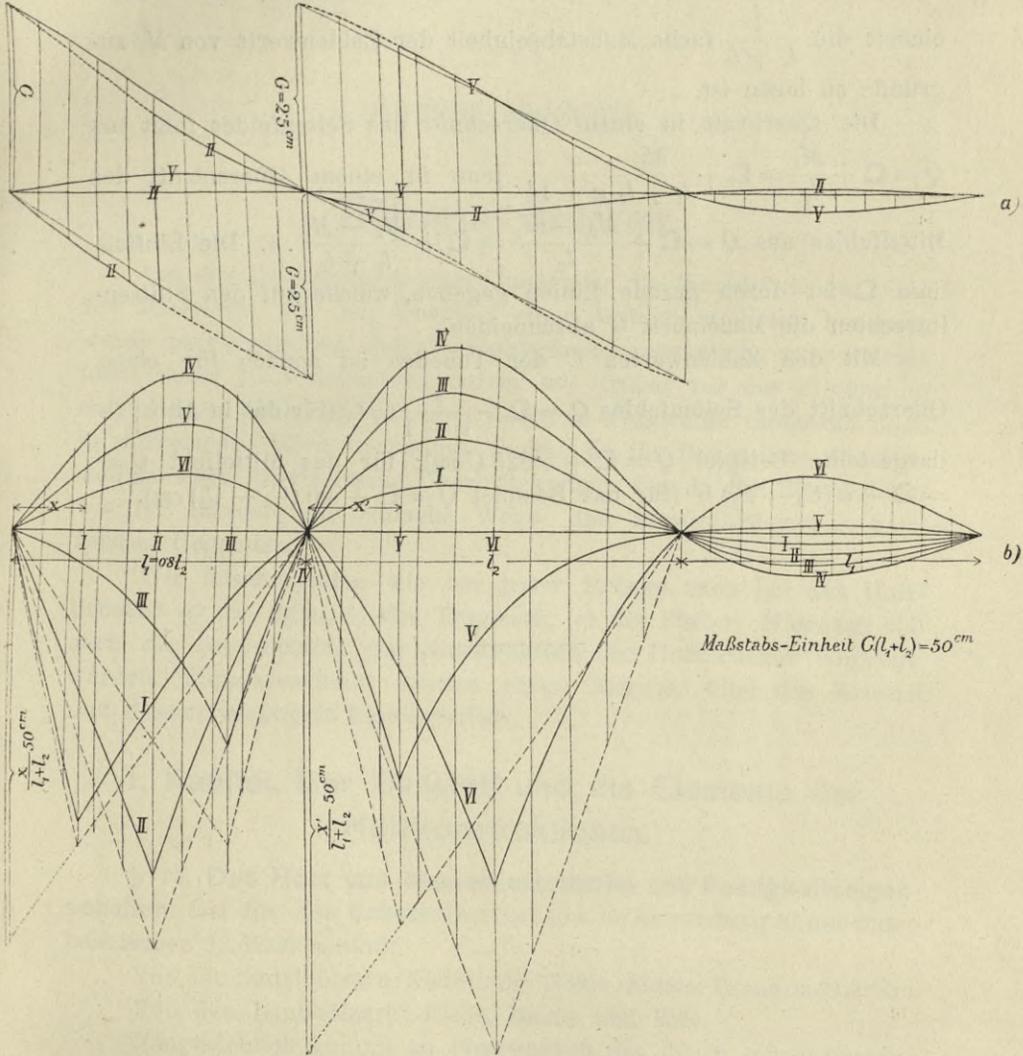


Abb. 94.

getragen (Linie IV in Abb. 94 b). Für einen Querschnitt im Außenfelde im Abstände  $x$  von der Endstütze ergibt sich damit die Ordinate der Einflußlinie des Momentes aus  $M = \mathfrak{M} + \frac{x}{l_1} M_1$ , für einen Quer-

schnitt des Mittelfeldes im Abstände  $x$  von der linken Zwischenstütze aus  $M = \mathfrak{M} + \frac{l_2 - x}{l_2} M_1 + \frac{x}{l_2} M_2$ . Die Ordinaten  $\mathfrak{M}$  sind durch das Einflußdreieck des frei aufliegenden Trägers bestimmt, dem als Last-einheit die  $\frac{1}{l_1 + l_2}$ -fache Maßstabseinheit der Zahlenwerte von  $M_1$  zugrunde zu legen ist.

Die Querkraft in einem Querschnitt des Seitenfeldes folgt aus  $Q = \mathfrak{Q} + \frac{M_1}{l_1} = \mathfrak{Q} + \frac{M_1}{l_1 + l_2} \frac{\alpha}{\alpha - 1}$ , jene in einem Querschnitt des Mittelfeldes aus  $Q = \mathfrak{Q} + \frac{M_2 - M_1}{l_2} = \mathfrak{Q} + \frac{M_2 - M_1}{l_1 + l_2} \cdot \alpha$ . Die Einflußlinie  $\mathfrak{Q}$  ist durch gerade Linien gegeben, welche auf den Stützenlotrechten die Maßeinheit  $G$  abschneiden.

Mit den Zahlenwerten  $C$  der Tabellen ist sonach für einen Querschnitt des Seitenfeldes  $Q = \mathfrak{Q} + \frac{\alpha}{\alpha - 1} C_1 G$  (für das in Abb. 94a dargestellte Beispiel  $Q = \mathfrak{Q} + 5.625 C cm$ ); für das Mittelfeld  $Q = \mathfrak{Q} + \alpha (C_2 - C_1) G$  (für das Beispiel  $Q = \mathfrak{Q} + 4.5 (C_2 - C_1) cm$ ).

## Zweiter Abschnitt.

# Hölzerne Brücken.

Bei der Besprechung jener Umstände, die hinsichtlich der Wahl des Materiales für den Überbau einer Brücke in Frage kommen, wurde hervorgehoben, daß die Holzbrücken gegenwärtig zwar weitaus nicht mehr jene Bedeutung haben wie früher vor der Einführung der eisernen Brücken, daß aber hölzerne Tragwerke immerhin noch in zahlreichen Fällen Anwendung finden. So für Baugerüste, für zeitweilige oder provisorische Überbrückungen sowohl für Eisenbahnen wie für Straßen, für einfache Wege- und Straßenbrücken in holzreichen Gegenden.

Wir unterscheiden wie bei jeder Brücke auch bei den Holzbrücken *a)* die Bahn, *b)* das Tragwerk, *c)* die Pfeiler. Hiernach soll auch die Besprechung der Konstruktion der Holzbrücken eingeteilt werden. Vorausgeschickt werden einige Angaben über das Material und dessen wichtigste Eigenschaften.

### I. Kapitel. Der Baustoff und die Elemente der Holzkonstruktionen.

§ 13. Das Holz und dessen elastische und Festigkeitseigenschaften. Die für den Brückenbau bei uns in Anwendung kommenden heimischen Holzarten sind:

Von den Nadelhölzern: Kiefer oder Föhre, Fichte, Tanne und Lärche.

Von den Laubhölzern: Eiche, Buche und Erle.

Hauptsächlich kommt zu Bauzwecken das durch seinen geraden Wuchs ausgezeichnete, langes Stammholz liefernde und leicht zu bearbeitende Nadelholz in Verwendung, im Brückenbaue zu Trägern und Jochen vornehmlich Lärchen- und Kiefernholz, welches durch seinen größeren Harzgehalt dauerhafter ist, als Tannen- und Fichtenholz. Harte Hölzer finden nur ausnahmsweise, und zwar Eichenholz, wo es auf große Dauerhaftigkeit und Festigkeit ankommt, so

für Einlagsstücke bei Holzverbindungen, im Grundbau etc., ferner Buchenholz zu Brückenbelag Anwendung.

Das Holz erleidet durch Änderungen seines Feuchtigkeitsgehaltes Volums- und Formänderungen, die sich in den Erscheinungen des Schwindens und Werfens oder Windschiefwerden äußern. Das Schwinden, d. i. die Zusammenziehung infolge Austrocknung, ist in der Richtung der Jahresringe am größten; es verursacht das Entstehen von Längsrissen, sogenannter Trockenspalten, welche auf die Tragkraft des Holzes zwar keinen wesentlichen Einfluß haben, aber dadurch sehr nachteilig wirken, daß sie das Wasser aufnehmen und in das Innere führen, also das Anfaulen des Holzes begünstigen. Das Windschiefwerden, eine Folge ungleichen Schwindens, veranlaßt durch Verschiedenheit in der Textur des Holzes, wird mehr bei schwächerem Schnittholz, in geringerem Grade bei Balken beobachtet; es wirkt in den Holzkonstruktionen sehr störend. Um die mit diesen Erscheinungen verbundenen Übelstände wenn auch nicht zu beseitigen, so doch zu mäßigen, empfiehlt sich die Verwendung möglichst lufttrockenen vom Splint befreiten Holzes, Schutz der Holzteile gegen Wasser und gegen zu starkes einseitiges Austrocknen durch die Sonne, Nachspannen der Verbindungsschrauben nach Maß des Lockerwerdens und Vorbeugung der durch Austrocknung herbeigeführten Einsenkung von Tragwerken durch entsprechende Überhöhung (Sprennung) derselben.

Im übrigen soll das Bauholz nicht zu astreich, frei von Fehlern (Spiegel- und Ring- oder Frostrisse, Kern- oder Schnittfäule etc.) und nicht im Saft gefällt sein.

Das spezifische Gewicht des Holzes kann mit folgenden Mittelwerten angenommen werden:

Nadelholz, lufttrocken . . . . .	0.46—0.75	im Mittel	0.60
„ frisch oder durchnäßt . . . . .	0.70—1.20	„ „	0.90
Eichenholz, lufttrocken. . . . .	0.63—0.92	„ „	0.80
„ frisch oder durchnäßt. . . . .	0.90—1.20	„ „	1.00
Buchenholz, lufttrocken . . . . .	„ „	„ „	0.72
„ frisch oder durchnäßt. . . . .	„ „	„ „	1.00

In den statistischen Berechnungen wird man sonach das Gewicht der einer Durchnässung ausgesetzten Holzteile mit 0.9 bis 1.0, jenes der davor geschützten Teile mit 0.7 einzuführen haben.

Festigkeit des Holzes. Seit man sich mit Festigkeitsuntersuchungen der Baustoffe befaßt, sind von einer Reihe von Forschern eine große Anzahl von Zerreiß-, Druck- und Bruchversuchen mit Holz angestellt worden, insbesondere von Morin, Gerstner, Rondelet,

Jenny, Chevandier & Wertheim, Bauschinger und Tetmajer<sup>1)</sup>. Hiernach zeigt sich, daß die Beobachtungswerte innerhalb ziemlich weiter Grenzen liegen. Es ist nämlich bei einer und derselben Holzart von Einfluß auf die Festigkeit: die Fällzeit, der Standort und damit zusammenhängend die Dichtigkeit der Jahresringe, der Wassergehalt, (mit abnehmender Feuchtigkeit nimmt die Festigkeit zu), die Dauer der Belastung. Ferner kann durch Astreichtum, durch fehlerhaften Wuchs die Festigkeit des Holzes sehr herabgemindert werden.

**Mittelwerte der Festigkeitszahlen  $kg/cm^2$   
für fehlerloses, astfreies, lufttrockenes Holz.**

Holzart	Elastizitätskoeffizient $E$	Zug $\sigma_z$	Druck $\sigma_d$	Biegung $\sigma_b$	Schubfestigkeit		Ungefähre Elastizitätsgrenze
					// zur Faser	⊥ zur Faser	
Kiefer		720 - 970	230 - 302	500	61	210	für Zug = 0.6 $\sigma_z$ für Druck = 0.4 $\sigma_d$ für Biegung = 0.5 $\sigma_b$
Fichte		600 - 750	280 - 440	560	67	219	
Tanne		550 - 800	280 - 350	600	63	273	
Lärche		710 - 960	330 - 500	600	72	247	
Eiche		700 - 1000	350 - 450	620	75	270	
Buche		700 1100	380 - 420	650	85	290	

**Mittelwerte der Festigkeitszahlen für Nadelholz und Eichenholz  
(lufttrocken)  $kg/cm^2$ .**

Beanspruchungsweise	Nadelholz	Eichenholz
Zugfestigkeit . . . . .	730	920
Druckfestigkeit . . . . .	330	400
Biegungsfestigkeit . . . . .	550	620
Schubfestigkeit // zu den Fasern . . . . .	65	75
dsgl. ⊥ " " " . . . . .	230	270
Zugfestigkeit ⊥ " " " . . . . .	125	150
Druckfestigkeit ⊥ " " " . . . . .	40-70	120-150

<sup>1)</sup> Von neueren Versuchen wären hervorzuheben die im Jahre 1904 und 1905 vom technischen Militärkomitee in Wien durchgeführten Festigkeitsversuche mit Kriegsbrückenmaterial (Mitteilungen über Gegenstände des Artillerie- und Geniewesens, Jahrgang 1908), welche für das der Erprobung durch Biegebruchversuche unterzogene, ausgewählt gute Holzmaterial (Fichten- und Tannenholz aus den Scharnsteiner-Forsten) eine mittlere Bruchfestigkeit von  $700 kg/cm^2$ , für grobjähriges Jablunkauer Holz von  $500 kg/cm^2$  ergaben. Die Elastizitätsgrenze der Biegungsspannungen wurde im Mittel mit ungefähr  $400 kg/cm^2$ , der Elastizitätskoeffizient mit  $112.000 kg/cm^2$  bestimmt.

In besonderen Fällen kann die Festigkeit von diesen Zahlen auch beträchtlich abweichen. Besonders dichtes, feinjähriges Holz kann eine bis zu 50% größere, grobjähriges oder fehlerhaftes Holz eine um ebensoviel kleinere Festigkeit aufweisen.

Zur Gütebeurteilung eines Bauholzes können Biegebruchversuche und, nach Vorschlag v. Tetmajers, ein aus ihnen abgeleiteter Wert der Formänderungsarbeit der Biegungsfestigkeit dienen. Hierzu sind einheitlich geformte Stäbe auf zwei Schneiden eines Biegeapparates aufzulegen und in der Stabmitte einer allmählich wachsenden Belastung zu unterwerfen. Trägt man die Durchbiegung als Abszisse, die zugehörige Belastung als Ordinate auf, so erhält man das Biegungsdiagramm, dessen Fläche die Biegeungsarbeit liefert. Näherungsweise bestimmt sich diese aus

$$A = \alpha \cdot Bf$$

worin  $B$  die Bruchlast,  $f$  die größte Durchbiegung unmittelbar vor dem Bruche und  $\alpha$  einen Koeffizienten (für Bauholz etwa  $\alpha = 0.70$ ) bezeichnet.

v. Tetmajer schlägt für diese Güteproben folgende Normen vor:

1. Die Probekörper zur Prüfung der Qualität des Holzes erhalten prismatische Form von 10 auf 10 cm Querschnitt und 160 cm Länge;
2. die Freilage des Probestabes hat 150 cm zu betragen;
3. der Kraftangriff im Querschnitte erfolgt in der Richtung gegen das jüngere Holz;
4. die Probekörper müssen splintfrei sein;
5. zu jeder Probe sind mindestens drei Probekörper nötig;

Bei der Gütebestimmung sind zu ermitteln:

- a) Als Zähigkeitsmesser die Biegeungsarbeit beim Bruch;
- b) Die Druckfestigkeit, erhoben an astfreien Würfeln von 10 cm Kantenlänge.
- c) der Feuchtigkeitsgehalt des Holzes in % seines Gesamtgewichtes.

Lufttrockenes Nadelholz (Feuchtigkeit 12–15%) soll

- eine minimale Biegeungsarbeit von . . .  $A = 3.5 \text{ tcm}$   
eine minimale Druckfestigkeit von . . .  $\sigma_d = 0.24 \text{ t/cm}^2$

Lufttrockenes Laubholz (Feuchtigkeit 12–15%)

- eine minimale Biegeungsarbeit von . . .  $A = 5.5 \text{ tcm}$   
eine minimale Druckfestigkeit von . . .  $\sigma_d = 0.32 \text{ t/cm}^2$

aufweisen.

Sicherheitsgrad und zulässige Inanspruchnahme. Mit Rücksicht auf den Umstand, daß die Elastizitätsgrenze nur etwa 0.5 der Bruchfestigkeit beträgt und man mit der Inanspruchnahme jedenfalls unter dieser Grenze bleiben muß; in fernerer Rücksicht auf die Ungleichmäßigkeit der Festigkeitseigenschaften des Holzes, die durch Fehler im Holz, durch Astreichtum sehr beeinträchtigt werden können; endlich in weiter Rücksichtnahme auf Unvollkommenheiten in der Berechnung und Ausführung, die sich bei Holzkonstruktionen nicht vermeiden lassen, ist ein entsprechend hoher Sicherheitsgrad angezeigt.

Man kann für denselben etwa annehmen

	Für mittelbar belastete Teile	Für unmittelbar belastete Teile
Für provisorische Straßenbrücken oder Gerüste	4·5	5·0
„ „ Eisenbahnbrücken . . . . .	5·0	6·0
„ definitive Straßenbrücken . . . . .	6·0—7·0	7·0
„ „ Eisenbahnbrücken . . . . .	7·0	8·0

Hiernach ergeben sich die folgenden

**Inanspruchnahmen für Nadelholz ( $kg/cm^2$ )**

	Straßenbrücken				Eisenbahnbrücken			
	provisorische		definitive		provisorische		definitive	
	indir. belast.	direkt belast.	indir. belast.	direkt belast.	indir. belast.	direkt belast.	indir. belast.	direkt belast.
Zug $s_z$ . . . . .	160	150	115	105	150	120	105	90
Druck $s_d$ . . . . .	75	70	50	47	70	55	50	40
Biegung $s_b$ . . . . .	<b>120</b>	<b>110</b>	<b>85</b>	<b>80</b>	<b>110</b>	<b>90</b>	<b>80</b>	<b>70</b>
Schub // $s_1$ . . . . .	15	15	10	10	13	10	10	8

Die österreichische Brückenverordnung enthält bezüglich der für Holzbrücken zu wählenden Inanspruchnahme folgende Bestimmungen: Bei Eisenbahn- und Straßenbrücken darf unter der Einwirkung aller lotrechten Belastungen (ausschließlich der vom Winde erzeugten lotrechten Kräfte) die Inanspruchnahme des Holzes auf Zug oder Druck in der Faserrichtung (eigentlich wäre darunter die zulässige Beanspruchung auf Biegung zu verstehen)  $80 kg/cm^2$ , jene auf Abscherung parallel zur Faserrichtung  $10 kg$  und auf Abscherung  $\perp$  zur Faserrichtung  $20 kg/cm^2$ , nicht überschreiten. Unter Einwirkung sämtlicher Belastungen, also auch der wagrechten Kräfte, wird eine Vergrößerung dieser Grenzwerte bis zu  $90 kg$ , beziehungsweise bis zu  $15$  und  $30 kg/cm^2$  zugelassen.

Für Holzprovisorien wird bei Einwirkung aller lotrechten Belastungen (mit Ausnahme der vom Winde erzeugten lotrechten Kräfte) eine Inanspruchnahme auf Zug oder Druck in der Faserrichtung von  $120 kg$  auf das Quadratcentimeter gestattet, wenn sie höchstens 6 Monate im Betriebe bleiben; sollen jedoch die Provisorien länger, und zwar bis zur Dauer von 2 Jahren benutzt werden, so ist die vorbezeichnete Grenze der Beanspruchung auf mindestens  $100 kg$  zu ermäßigen. Für die zulässige größte Inanspruchnahme auf Abscherung parallel und senkrecht zur Faserrichtung sind in beiden Fällen der Betriebsdauer  $15 kg$ , beziehungsweise  $30 kg$  auf das Quadratcentimeter anzunehmen.

### Inanspruchnahme und Berechnung der Holzstreben auf Knickfestigkeit.

Auf reine Druckbeanspruchung sind nur solche Teile einer Konstruktion zu berechnen, welche im Verhältnis zu ihren Querschnittsabmessungen sehr kurz sind und genau zentrisch, d. i. in der Schwerachse belastet werden. Unter den Verhältnissen, wie sie bei Ständern, Streben und anderen Druckgliedern einer Fachwerkskonstruktion vorliegen, kommt immer das Ausknicken in Frage und es ist die zulässige Inanspruchnahme für diese Teile nach den Regeln der Knickfestigkeit zu bemessen.

Wir haben hier zwei Fälle zu unterscheiden:

#### 1. Exzentrisch belastete Strebe.

Die Belastung  $P$  wirkt im Abstände  $e$  (Exzentrizität) von der geraden Strebenachse (Abb. 95). Es entsteht hierdurch in der Strebe vom Querschnitt  $F$  eine Druckspannung  $\sigma_0 = \frac{P}{F}$ .

Durch die exzentrische Wirkung der Last wird aber eine Ausbiegung der Strebe hervorgerufen, welche den Hebelsarm  $e$  dieser Last um den Biegunspfeil  $f$  in  $e'$  vergrößert. Bezeichnet  $r$  den Trägheitsradius des Strebenquerschnittes nach Richtung der Ausbiegung, nämlich  $r = \sqrt{\frac{J}{F}}$ ,  $l_0$  die Länge der mit dem Ende eingespannt gedachten Strebe,  $E$  den Elastizitätskoeffizienten, so liefert die Elastizitätstheorie für  $e'$  den Ausdruck

$$e' = \frac{e}{1 - \frac{1}{2} \frac{\sigma_0}{E} \left(\frac{l_0}{r}\right)^2 + \frac{1}{24} \left(\frac{\sigma_0}{E}\right)^2 \left(\frac{l_0}{r}\right)^4}$$

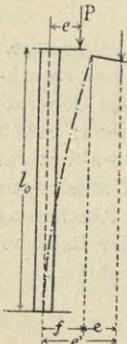


Abb. 95.

Das auf den stärksten beanspruchten Querschnitt wirkende Biegemoment ist sonach  $P e'$ , die Biegespannung bei der Breite  $a$  des Querschnittes

$$\sigma' = \frac{P e' a}{J \cdot 2} = \frac{P e' a}{2 F r^2},$$

mithin die größte Druckspannung

$$s = \frac{P}{F} + \frac{P e' a}{2 F r^2} = \sigma_0 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{e' a}{r^2}\right)$$

Für den Rechteckquerschnitt mit den Seiten  $a$  und  $b$  ( $a < b$ ) wird

$$s = \sigma_0 \left( 1 + 6 \frac{e'}{a} \right)$$

Für eine flach aufstehende Strebe (Abb. 96) mit in der Achse geführten Enden ist  $l_0$  durch  $0.35$  bis  $0.4 l$  zu ersetzen.

Die Ermittlung der Querschnittsabmessungen muß versuchsweise geschehen und sind jene Abmessungen ausreichend, für welche sich  $s$  kleiner als die zulässige Druckanspruchnahme herausstellt. Bei nicht allzu großer Schlankheit der Streben wird es genügen,  $e' = e$  zu setzen.

Beispiel: Strebe mit flach aufstehenden, in der Achse geführten Enden; Länge  $l = 6 m$ ; Belastung  $P = 10 t$ ; Exzentrizität  $e = 8 cm$ . Wir versuchen  $a = b = 24 cm$  und erhalten:

$$\sigma_0 = \frac{10000}{24 \cdot 24} = 17.36 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist ferner  $l_0 = 0.4 l = 240 cm$ ,  $\left(\frac{l_0}{r}\right)^2 = \frac{240^2 \cdot 12}{24^2} = 1200$ ;  $\frac{\sigma_0}{E} \left(\frac{l_0}{r}\right)^2 =$   
 $= \frac{17.36}{110000} \cdot 1200 = 0.19$ , sonach  $e' = \frac{8}{1 - \frac{1}{2} \cdot 0.19 + \frac{1}{24} \cdot 0.19^2} = 8.83 cm$ , womit sich

$$\text{ergibt } s = 17.36 \left( 1 + 6 \cdot \frac{8.83}{24} \right) = 55 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit Rücksicht auf diese noch zulässige Druckspannung erscheinen sonach die gewählten Dimensionen als ausreichend.



Abb. 96.

## 2. Zentrisch belastete Strebe.

Für einen an den Enden drehbar gelagerten, zentrisch belasteten Stab ergibt sich aus Versuchen und theoretischen Betrachtungen eine bestimmte Lastgröße, unter welcher eine anfangs auch nur sehr kleine (theoretisch unendlich kleine) zufällige Ausbiegung des Stabes unaufhaltsam wächst, so daß der Stab nicht mehr aufrecht bleibt, sondern sich entweder vollständig zusammenbiegt oder bricht. Man nennt diese, das Tragvermögen der Strebe darstellende Belastung die Knicklast und es besteht für die Größe derselben die von Euler aufgestellte Beziehung

$$P_k = \frac{\pi^2 E J}{l^2}.$$

Hierin ist  $E$  der Elastizitätskoeffizient,  $J = F r^2$  das kleinste Querschnitts-Trägheitsmoment,  $l$  die freie Knicklänge der Strebe. Man erhält damit die rechnungsmäßige spezifische Knickspannung

$$\sigma_k = \frac{P_k}{F} = \pi^2 E \cdot \frac{r^2}{l^2} = C \cdot \left(\frac{r}{l}\right)^2$$

worin  $C = \pi^2 E$  ein Zahlenkoeffizient.

Dieser Formel kann aber, wie sich schon aus theoretischen Betrachtungen ergibt, keine allgemeine, für jedes Verhältnis  $\frac{l}{r}$  zutreffende Giltigkeit zuerkannt werden. Versuche, die in großer Zahl insbesondere von L. v. Tetmajer mit Streben aus verschiedenem Materiale (Holz, Schmied- und Gußeisen) angestellt worden sind, haben dies bestätigt.

Es ergab sich, daß die Eulersche Gleichung für Holzstreben zutreffende Werte liefert, so lange  $\frac{l}{r} >$  rund 100 ist (unter  $l$  die freie Knicklänge und unter  $r$  der kleinste Trägheitsradius des Querschnittes verstanden), während für kleinere Werte von  $\frac{l}{r}$  die Versuchsergebnisse von den Resultaten der Formel abweichen.

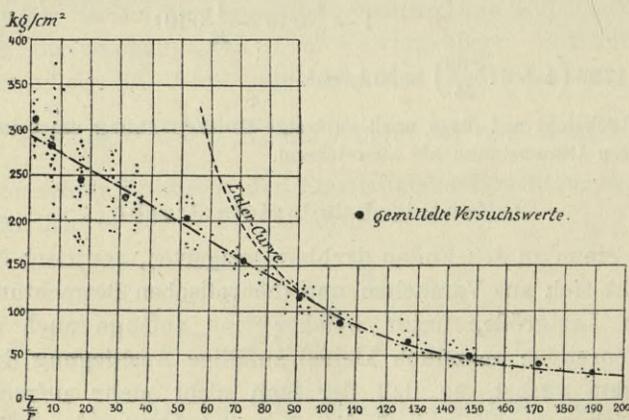


Abb. 97.

Trägt man (Abb. 97) die Versuchsergebnisse in ein Diagramm ein, indem für  $\frac{l}{r}$  als Abszisse das zugehörige  $\sigma_k$  als Ordinate eingemessen wird, so erhält man eine Anzahl zerstreuter Punkte, die von ungefähr  $\frac{l}{r} = 100$  angefangen, sich der kubischen Hyperbel der

Euler-Gleichung  $\sigma_k = C \left(\frac{r}{l}\right)^2$  ziemlich gut anschmiegen, für kleinere  $\frac{l}{r}$  jedoch die Eulerwerte nicht erreichen. Tetmajer setzt hier als gemittelte Kurve eine Gerade.

Die Tetmajerschen Formeln für die Zerknickungsfestigkeit der Holzstreben lauten hiernach:

$$\text{für } \frac{l}{r} > 100 \dots \sigma_k = 987000 \left(\frac{r}{l}\right)^2$$

$$\text{für } \frac{l}{r} < 100 \dots \sigma_k = 293 - 1.94 \frac{l}{r}$$

Bezeichnet  $\sigma_d$  die Druckfestigkeit,  $s_d$  die zulässige Inanspruchnahme auf Druck, so erscheint es gerechtfertigt, die zulässige Inanspruchnahme auf Knickung

$$s_k = \frac{s_d}{\sigma_d} \sigma_k = \frac{\sigma_k}{\sigma_d} s_d = \eta \cdot s_d$$

zu wählen und es bezeichnet  $\eta$  einen Abminderungskoeffizienten, mit dem die zulässige Druckbeanspruchung zu multiplizieren ist, um der Knickungsgefahr Rechnung zu tragen.

Mit dem Tetmajerschen Mittelwerte der Druckfestigkeit  $\sigma_d = 280 \text{ kg/cm}^2$  erhält man den obigen Formeln entsprechend:

$$\frac{l}{r} > 100 \quad \eta = 3525 \left(\frac{r}{l}\right)^2$$

$$\frac{l}{r} < 100 \quad \eta = 1.046 - 0.00693 \frac{l}{r}$$

Die Holzstreben erhalten entweder kreisförmigen oder rechteckigen Querschnitt. Für ersteren ist bei dem Durchmesser  $d$ ..  $r = \frac{1}{4}d$ , für letzteren bei der in Richtung der Ausbiegung gelegenen

Seite  $a$ ..  $r = a \sqrt{\frac{1}{12}}$ . Damit sind die in der auf Seite 106 stehenden Tabelle enthaltenen Werte von  $\eta$  berechnet worden.

Abminderungskoeffizient  $\eta$  für Beanspruchung von Holzstreben.

Runde Balken Durchmesser $d$			Rechteckige Balken Seitenlänge $a$		
$\frac{l}{d}$	$\eta$	Differenz- werte $\Delta$	$\frac{l}{a}$	$\eta$	Differenz- werte $\Delta$
5	0.908		5	0.926	
10	0.769	0.139	10	0.806	0.120
15	0.631	0.138	15	0.686	0.120
20	0.492	0.139	20	0.566	0.120
25	0.353	0.139	25	0.446	0.120
30	0.245	0.108	30	0.326	0.120
35	0.180	0.065	35	0.240	0.086
40	0.138	0.042	40	0.184	0.056
45	0.109	0.029	45	0.145	0.041
50	0.088	0.021	50	0.117	0.028

Unter  $l$  ist die freie Knicklänge zu verstehen, d. i. bei drehbarer Lagerung der Enden und vollkommen zentrischer Belastung  $l =$  Strebenlänge. Bei flacher Aufstellung und in der Achse geführten Enden ist eine teilweise Einspannung vorhanden, wofür  $l = 0.7$  der Strebenlänge zu setzen ist. Ist nur ein Ende als eingespannt zu betrachten, so wäre  $l = 0.85$  der Strebenlänge anzunehmen. Ist aber das freie Ende auch nicht axial geführt, sondern kann dasselbe seitlich frei ausweichen, so ist  $l =$  der doppelten Strebenlänge.

Bezüglich der Wahl der zulässigen Druckinanspruchnahme  $s_d$  wird man sich bei auf Knickung zu berechnenden Streben im allgemeinen mit einer 5fachen Sicherheit begnügen, also  $s_d = 55 - 60 \text{ kg/cm}^2$  annehmen können.

Die Querschnittsabmessungen einer Holzstrebe sind hiernach auf Grund versuchsweiser Annahmen zu bestimmen.

Beispiel. Wie stark ist eine Holzstrebe zu machen, welche bei 6 m Länge eine Belastung von 10.000 kg aufnimmt? Unter Annahme flacher Enden ist  $l = 0.7 \times 6 = 4.2 \text{ m}$ . Wir versuchen  $a = 20 \text{ cm}$  und erhalten für  $\frac{l}{a} = \frac{420}{20} = 21$  den aus obiger Tabelle interpolierten Wert  $\eta = 0.542$  sonach  $s_k = 0.542 \cdot 55 = 30 \text{ kg}$ . Bei dem Querschnitte  $20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$  kann daher diese Strebe mit  $400 \times 30 = 12.000 \text{ kg}$  belastet werden; sie erscheint sohin ausreichend stark dimensioniert.

Dimensionen und Einteilung des Bauholzes.

Rundholzstämmen, also bloß von den Ästen und von der Rinde befreite Stämme kommen in Stärken bis zu 35 bis 40 cm zur Ver-

wendung. Das untere stärkere Ende heißt Wurzelende oder Stammende, das obere schwächere Zopfende. Die Verjüngung beträgt 6 bis 8 mm pro 1 m Länge. Rundstämme mit 25 bis 30 cm Stärke am Zopfende können in Längen bis zu 18 bis 20 m beschafft werden, ausnahmsweise und zu höheren Preisen auch noch stärkere Stämme von noch größerer Länge.

Man unterscheidet im Holzhandel:

	Länge in Meter	Stärke am Zopf in Zentimeter	am Stammende in Zentimeter
Besonders starkes Bauholz . . . . .	12—16	32—36	48
Gewöhnliches Bauholz . . . . .	11—14	26—32	42
Mittelstarkes Bauholz . . . . .	10—12	20—24	32—36
Kleines Bauholz . . . . .	9—11	16—18	
Sägeblöcke . . . . .	5—7.5	30—60	

Rundholz findet Anwendung für Pfähle im Grundbau, ferner für Joche und zu Gerüsten. Als Träger werden Rundstämme nur selten und nur zu ganz einfachen und rohen Konstruktionen verwendet. Man wählt hierfür Balken mit rechteckigem Querschnitt, welche als

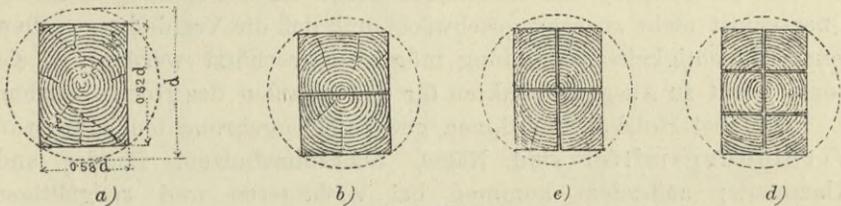


Abb. 98.

Kantholz bezeichnet und durch Beschlagen mit Axt und Breitbeil oder durch Schnitt mit der Säge erzeugt werden. Als günstigstes Verhältnis der Breite zur Höhe ist 5:7 bis 3:4 zu wählen. Es gibt dies den tragfähigsten Balken, der aus einem Rundstamme gezimmert werden kann. Werden zwei Balken aus einem Stamme geschnitten, so entsteht das sogenannte Halbholz, welches hochkantiges Profil mit dem Seitenverhältnis 1:2 bis 3:8 aufweist und endlich entstehen sogenannte Kreuzhölzer, Sechshölzer oder Pfettenhölzer, wenn 4 oder 6 Balken aus einem Stamme geschnitten werden (Abb. 98 a bis d).

Wird aus einem Rundstamme ein möglichst starker Balken geschnitten, so wird derselbe am schwächeren Zopfende nicht mehr scharfkantig, sondern es bleiben daselbst abgeschrägte Ecken, sogenannte Baumwalzen (Abb. 99). Diese sind für das Tragvermögen von geringer Bedeutung und werden

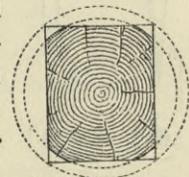


Abb. 99.

gewöhnlich bei stärkeren Balken in einer Breite von 6 bis —8 cm zugelassen, wenn nicht des Aussehens wegen oder aus konstruktiven Gründen scharfkantige Balken verlangt werden.

Das eigentliche Schnittholz wird unterschieden in Bohlen oder Pfosten mit Stärken von 5—15 cm und Breiten von 20—25—35 cm und in Bretter, das sind schwächere Schnitthölzer von  $1\frac{1}{2}$ —3—5 cm Stärke. Die Länge beträgt  $4\frac{1}{2}$ —8 m. Die Bohlen und Pfosten finden hauptsächlich für die Fahrbahnkonstruktion Anwendung.

#### § 14. Holzverbindungen und eiserne Verbindungsteile.

Die in Baukonstruktionen angewandten Holzverbindungen sind den auf sie einwirkenden Kräften entsprechend auszubilden, dabei aber möglichst einfach zu halten, damit sie auch durch weniger geübte Zimmerleute richtig und ohne zu großen Zeit- und Arbeitsaufwand ausgeführt werden können. Komplizierte Verbände, wie sie ältere Holzbauten zeigen, vermeidet man und festigt die Verbindung lieber durch Zuhilfenahme eiserner Verbindungsteile. Auch ist darauf Bedacht zu nehmen, daß die Hölzer durch die Verbindung in ihrem Querschnitt nicht zu sehr geschwächt und daß die Verbindungsstellen gegen Feuchtigkeitsansammlung möglichst geschützt werden, da sie sonst leicht zu Ausgangspunkten für das Anfaulen des Holzes werden.

Die bei Holzkonstruktionen gewöhnlich gebrauchten eisernen Verbindungsmittel sind Nägel, Schraubenbolzen, Bänder und Klammern; außerdem kommen bei wichtigeren und sorgfältiger durchgebildeten Konstruktionen eiserne Verbindungslaschen und der betreffenden Konstruktion angepaßte gußeiserne Schuhe zur Anwendung.

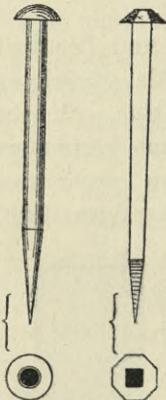


Abb. 100.

Die geschmiedeten Brückennägel (Abb. 100) oder Spitzbolzen haben einen viereckigen oder runden, in eine Spitze endigenden Schaft von 12 bis 30 cm Länge mit achteckigem oder kreisförmigem Kopfe. Die Dicke des Nagels ist etwa  $\frac{1}{20}$  seiner Länge. Sie dienen zur Befestigung dünnerer Hölzer, so der Brückenbelagsbohlen oder der Schalhölzer von Brückenjochen oder Lehrgerüsten. Man wählt ihre Länge gleich der 2- bis 3fachen Stärke des anzunagelnden Teiles. Für schwache Bretter genügen auch Brett-nägel oder Drahtstiften von 6 bis 10 cm Länge. Das Gewicht von 1000 Stück Nägel von der Stärke  $d$  cm und der Länge  $l$  cm kann mit  $G = 6 \cdot 1 l d^2$  veranschlagt werden.

Die Schraubenbolzen (Abb. 101) dienen zur Verbindung stärkerer Hölzer und finden im Brückenbaue eine ausgedehnte Verwendung. Sie erhalten eine quadratische, bei größerem Durchmesser aber besser sechseckige Mutter und einen meist quadratisch gestalteten Kopf, der durch Einlassen in das Holz den Bolzen gegen das Drehen beim Anziehen der Mutter sichert. Unter die Mutter ist stets eine Unterlagscheibe zu legen, die um so stärker zu halten ist, je kräftiger die Schrauben angespannt werden sollen. Für gewöhnliche Befestigungsschrauben genügt eine Unterlagscheibe aus 4 bis 8 mm dickem Bleche; stark anzuspännende Schraubenbolzen erhalten gußeiserne Unterlagsplatten sowohl unter der Mutter als auch unter dem Kopfe (Abb. 101 b). Gegen Drehung kann der Bolzen durch eckigen

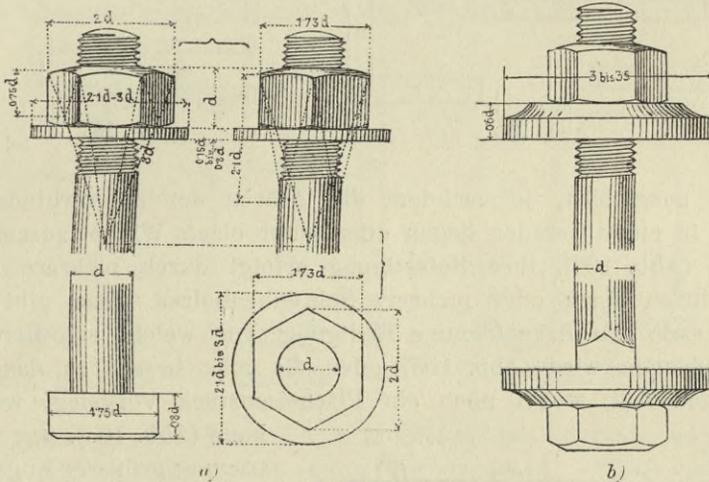


Abb. 101.

Schaftansatz am Kopfe gesichert werden. Lange Bolzen erhalten an beiden Enden Schraubengewinde und Muttern. Für das scharfgängige Gewinde beträgt bei dem Bolzendurchmesser  $d$

die Ganghöhe  $0.08 d + 1 \text{ mm}$

der Kerndurchmesser  $0.9 d - 1.3 \text{ mm}$

Gewicht eines Schraubenbolzens vom Durchmesser  $d \text{ cm}$  und der Länge  $l \text{ cm}$  samt Mutter und Unterlagscheibe (nach Abb. 101 a).

$$G = (0.039 d + 0.0062 l) d^2 \text{ kg.}$$

Durch das Schwinden des Holzes infolge Austrocknens können die Schraubenbolzen locker werden. Es ist daher notwendig, bei neuen Konstruktionen die Schraubenmuttern nach einer Zeit nachzuziehen.

Holzschrauben, welche in das Holz in mit kleinerem Durchmesser vorgebohrte Löcher eingeschraubt werden, kommen im Brückenbau seltener in Anwendung.

Eiserne Bänder dienen zur Festhaltung von Hölzern, die Zugkräften ausgesetzt sind, oder dazu, um Balken an ihren Verbindungsstellen gegen Verschiebung zu sichern. Sie werden entweder als gerade Flachschieben oder als entsprechend geschmiedete Winkel-

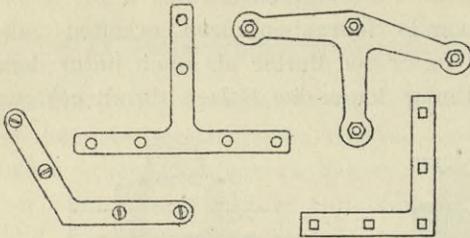


Abb. 102.

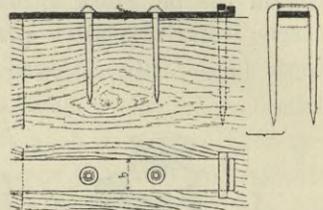


Abb. 103.

bänder ausgeführt, je nachdem die Achsen der zu verbindenden Hölzer in einer Geraden liegen oder unter einem Winkel zusammen treffen (Abb. 102). Ihre Befestigung erfolgt durch mehrere Nägel oder durch einen oder mehrere Schraubenbolzen. Man gibt dem Bande auch eine hakenförmige Endigung, vor welche eine Klammer vorgeschlagen wird (Abb. 103) oder die man besser in das Holz eingreifen läßt, wobei noch ein Flacheisenstück vorgelegt werden

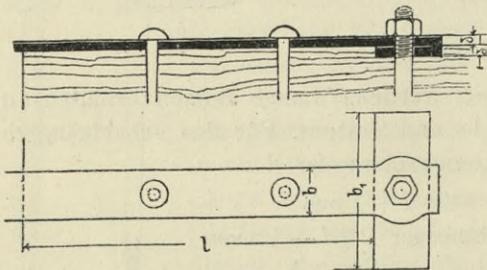


Abb. 104.

kann (Abb. 104). Zur Übertragung größerer Zugkräfte sind angenagelte oder angebolzte Bänder nicht geeignet, da bei fehlendem Eingriff in das Holz die Nägel und Schraubenbolzen abgelenkt oder abgeschert würden. Soll aber bei hakenförmigem Eingriffe die Festigkeit des Bandes ausgenutzt werden, so muß demselben eine genügende Länge gegeben werden, damit ein ausreichender Widerstand gegen das Abscheren des Holzes vorhanden ist. Ist  $b$  die Breite des Bandes abzüglich des Bolzen oder Nagelloches,  $\delta$  dessen Dicke,  $b_1$  die Breite der Einlassung,  $l$  die Länge bis zum Balkenende,  $s$  die zulässige Inanspruch-

nahme des Bandes.

nahme des Eisens (etwa  $= 900 \text{ kg/cm}^2$ ),  $s'$  die zulässige Scherbeanspruchung des Holzes ( $= 10 \text{ kg/cm}^2$ ), so müßte

$$b \delta \cdot 900 = b_1 l \cdot 10 \quad \text{oder} \quad l = 90 \frac{b}{b_1} \delta$$

gemacht werden. Da aber diese Kraftübertragung durch den Eingriff des Bandes eine kaum zu erreichende Genauigkeit der Arbeit voraussetzt, so wird man bei dieser Verbindung wohl kaum auf eine volle Ausnutzung der Festigkeit des Bandes rechnen können und man findet auch meist die Länge kürzer gehalten, als der obigen Regel entsprechen würde.

Zur Anhängung eines Balkens an einen dazu senkrecht laufenden Balken kommen bügelförmige Bänder (Abb. 105) in Anwendung.

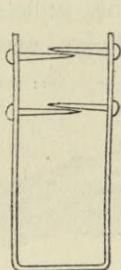


Abb. 105.

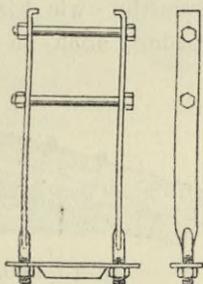


Abb. 106.

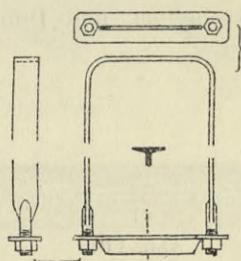


Abb. 107.

Besser sind gerade Bänder, die in Rundeisen mit Schraubengewinden endigen und den Balken mit einem Querstege aus  $\perp$ -Eisen umfassen wodurch ein Anspannen ermöglicht ist (Abb. 106). Solche Bügel mit Querstegen können auch an Stelle von Schraubenbolzen zur Verbindung übereinander liegender Balken dienen (Abb. 107); das Durchbohren der Balken wird dabei vermieden, jedoch ist der Eisenaufwand ein größerer.

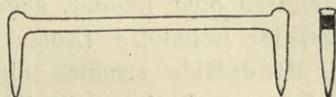


Abb. 108.

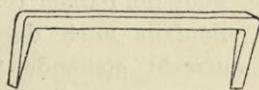


Abb. 109.

Klammern kommen an Stelle von Schraubenbolzen oder Bändern vornehmlich bei provisorischen Konstruktionen, Baugerüsten etc. zur Anwendung. Die gewöhnlichen Bauklammern (Abb. 108) haben 20 bis 35 cm Länge, 6 bis 10 cm Spitzenlänge und 10 bis

15 mm Dicke. Sie werden ohne Vorbohrung in das Holz eingeschlagen. Für besondere Zwecke werden auch längere Klammern sowie auch solche verwendet, welche anstatt Spitzen zur Faserrichtung des Holzes senkrecht gestellte Schneiden haben (Abb. 109).

Gußeiserne Schuhe sind in ihrer Form dem Verwendungszwecke anzupassen; sie werden daher bei den betreffenden Konstruktionen Besprechung finden. Sie werden am Hirnende eines Holzes zur Verbindung mit anderen Hölzern oder mit Mauerwerk angewendet und erreicht man durch ihre Anwendung eine bequeme und solide Verbindung von auf Druck beanspruchten Hölzern, bei welcher das Einpressen der Hirnhölzer vermieden ist und seitliche Verschiebungen hintangehalten werden. Bei Auflagerung auf Mauerwerk wird durch den Schuh auch die Mauerfeuchtigkeit vom Holze abgehalten und der Druck auf eine größere Fläche verteilt.

Andere eiserne Verbindungsmittel, wie Eisendorne, gußeiserne Einlagsscheiben und Dübel werden noch in der Folge erwähnt werden.



Abb. 110.

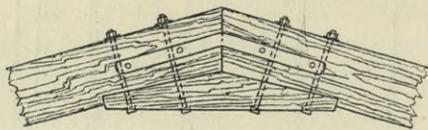


Abb. 111.

Die Verbindungen der Hölzer richten sich nach der gegenseitigen Lage der zu verbindenden Balken, nach ihrer Beanspruchung, ob auf Zug oder Druck und auch danach, ob die Hölzer an der Verbindungsstelle endigen oder nicht. Die bei Brückenkonstruktionen gebräuchlichsten Holzverbindungen sind:

1. Der stumpfe Stoß für auf Druck beanspruchte Hölzer, die am Zusammenstoße endigen, wobei die Balken entweder gerade oder auf Gehrung abgeschnitten sind (Abb. 110). Gegen zufällige Verschiebung sind die Balken durch Klammern oder Bänder, gegen Verdrehung allenfalls auch durch eingepaßte Eckklötze (Abb. 111) zu sichern; aufrecht stehende Ständer, Rundpfähle erhalten eine Verschiebung, oder auch einen eisernen Dorn und einen die Stoßstelle umgebenden Ring (Aufpfropfung Abb. 112 *a, b*). Für stark beanspruchte Balken wird man bei solider Ausführung gußeiserne Schuhe wählen (Abb. 112 *c* und 113), welche die Hirnenden durch eine Zwischenplatte trennen und die Balkenköpfe mit seitlichen Rippen umschließen.

2. Die Überplattung, worunter man jene Verbindung versteht, bei welcher zwei sich kreuzende oder an der Verbindungsstelle endigende Balken je um die Hälfte des Übergriffes ausgeschnitten und miteinander verbolzt werden. Je nachdem die Hölzer bündig, d. h. mit den Seitenflächen in einer Ebene liegen oder nicht, kommt die volle Überplattung (Abb. 114), bei der die Balken je um die Hälfte des schwächeren

Balkens ausgeschnitten werden, oder die teilweise Überplattung (Abb. 115) zur Ausführung. Als Längs-

verbindung von Hölzern mit gleicher Achse wird die Überplattung angewendet, wenn nur geringe auf eine Verschiebung wirkende Kräfte aufzunehmen oder beide gestoßene Balken auf einen

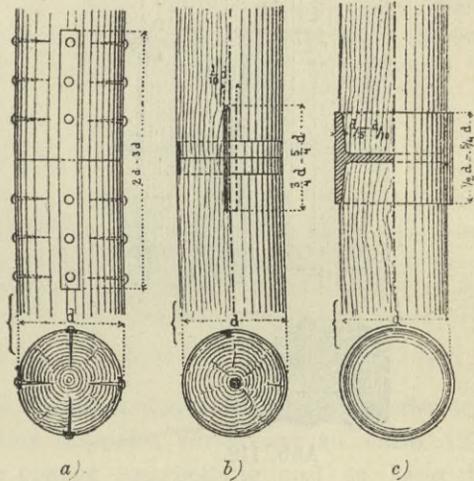


Abb. 112.

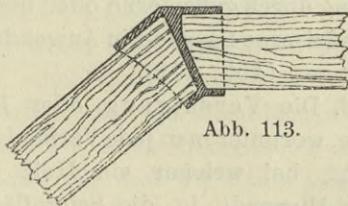


Abb. 113.

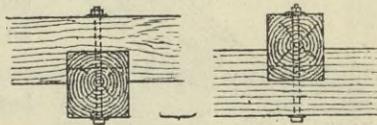


Abb. 115.

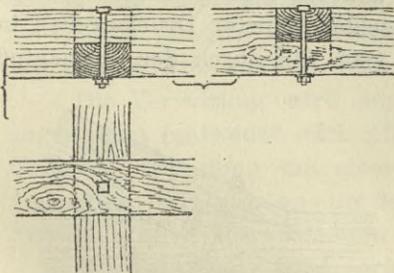


Abb. 114.



Abb. 116.

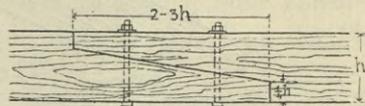


Abb. 117.

gemeinsamen Balken aufzulegen sind. Man macht hier die Blattlänge gleich der 2- bis 3fachen Balkenhöhe und ordnet häufig anstatt des

geraden Blattes ein schiefes Blatt an (Abb. 116 u. 117). Auch bei Ständern werden zuweilen Anplattungen ausgeführt mit einfachem oder doppeltem

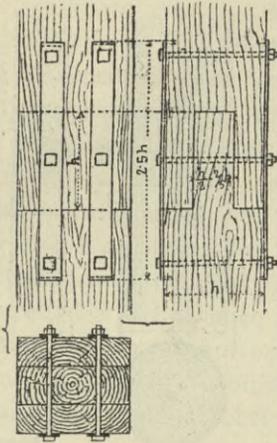


Abb. 118.

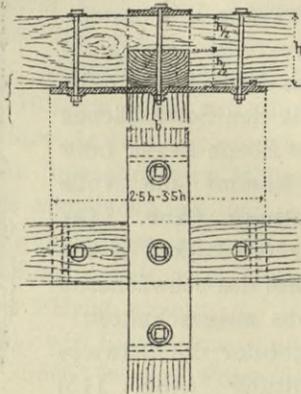


Abb. 119.

Blatte (Abb. 118). Die Überplattung bündig liegender Hölzer (volle Überplattung) bedingt eine starke Holzschwächung; soll diese bei stärker beanspruchten Balken zum Teil behoben werden, so ist eine Deckung durch gußeiserne oder besser schmiedeiserne Laschen in Anwendung zu bringen (Abb. 119).

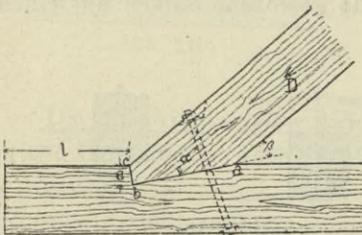


Abb. 120.

3. Die Versatzung oder Einlassung, worunter man jede Verbindung versteht, bei welcher ein Holz mit seinem Hirnende in die Seitenfläche eines anderen Holzes eingelassen ist.

Sie kommt hauptsächlich für den Anschluß schiefer Druckstreben in bündiger Lage zur Ausführung (Abb. 120). Ein durch den Strebenfuß

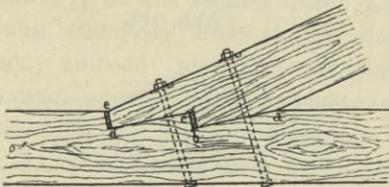


Abb. 121.

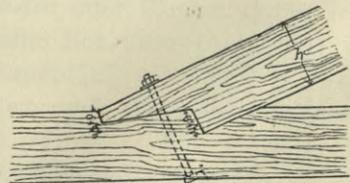


Abb. 122.

in mehr oder weniger normaler Richtung zur Strebe durchgezogener Schraubenbolzen versichert gegen eine Lockerung oder ein Heraus-

springen der Strebe bei Erschütterungen, außerdem wird durch festes Anziehen der Schraube in der Fläche  $a b$  ein Reibungswiderstand hervorgerufen, welcher die Stemmfläche  $b c$  entlastet.

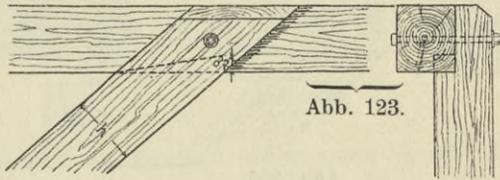
Ist  $D$  die in der Strebe wirkende Kraft,  $\alpha$  beziehungsweise  $\beta$  der Winkel zwischen Schraubenbolzen und Fläche  $a b$ , beziehungsweise zwischen Strebenrichtung und Fläche  $a b$ , ferner  $S$  die Schraubenspannung (im Maximum bei dem Durchmesser  $d$  cm etwa  $300 d^2$  kg) und  $f=0.5$  der Reibungskoeffizient, so kommt auf die Fläche  $b c$  ein Druck

$$N = D - [D \sin \beta + S \sin \alpha] f = D - 0.5 (D \sin \beta + 300 d^2 \sin \alpha)$$

wobei die Richtung  $b c$  senkrecht zu  $a b$  angenommen wurde. Durch den Druck  $N$  ist die Tiefe  $e$  der Einlassung mit Rücksicht auf eine zulässige Druckbeanspruchung  $s$  ( $50 \text{ kg/cm}^2$ ) bestimmt, nämlich bei der Balkenbreite  $b$  ist  $b e s = N$ . Endigt der Balken  $B$  vor der Einlassung, so ist ihm über  $b c$  hinaus noch eine solche Länge  $l$  zu geben, daß der Scherwiderstand in der Fläche  $b l$  zur Aufnahme der Kraft  $N \cos \beta$  ausreicht. Es gibt dies  $l = \frac{s}{e \cos \beta} = 6$  bis  $10 e \cos \beta$ .

Bei sehr spitzem Winkel zwischen den beiden Hölzern oder sehr breiter Strebe wendet man eine doppelte Versatzung an (Abb. 121). Es erfordert diese aber eine genaue Anarbeitung und es kann der anfänglich gute Schluß durch

Schwinden des Holzes verloren gehen, so daß die Strebe dann nur in der Fläche  $b c$  oder  $d e$  anliegt. Man treibt hier wohl auch, um einen guten Schluß zu



erhalten, an den Stirnflächen schwache Keile aus hartem Holze ein. Von der oben berechneten Kraft  $N$  entfällt auf die beiden Stemmflächen  $b c$  und  $d e$  je die Hälfte, mit Rücksicht auf das erwähnte ungenaue Passen wird man aber mindestens  $50\%$  zuzuschlagen haben. Es empfiehlt sich die Tiefe der hinteren Einlassung größer zu machen als jene der vorderen (Abb. 122), da bei gleich tiefer Einlassung (Abb. 121) der Zahn  $b c d$  leicht abgeschert werden kann.

Die Versatzung wird auch bei nicht bündig liegenden Hölzern angewendet (entweder nach Abb. 123 oder nach Abb. 124). Sie tritt dann in Verbindung mit einer seitlichen Anblattung oder einem sogenannten Blattzapfen. Bei letzterem wird das Holz  $B$  an der Übergriffstelle nicht ausgeschnitten (Abb. 125).

Die Versatzung wird auch bei schieferm Anschlusse von auf Zug beanspruchten Hölzern ausgeführt. Bei nicht bündiger Lage der Hölzer, die eine zu starke Schwächung des Balkens  $B$  vermeiden läßt, kann die Verbindung nach Abb. 126 ausgeführt werden. Der

Balken *A* ist über die Versatzung hinaus so weit zu verlängern, daß in dem Vorkopfe genügender Scherwiderstand zur Aufnahme der im Balken wirkenden Zugkraft vorhanden ist. Abb. 127 zeigt eine andere

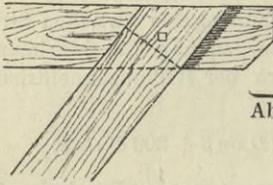


Abb. 124.

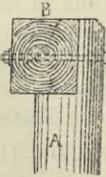


Abb. 125.

Art der Versatzung, welche aber mit einer größeren Verschwächung des Balkens *B* verbunden ist. Kann in dem Balken *A* Zug und Druck auftreten, so wird nach Abb. 128 eine doppelseitige Versatzung gegeben.

Muß der Balken *A* an der Verbindungsstelle endigen und soll die Verbindung eine derartige sein, daß sie, wenn auch nur geringe,

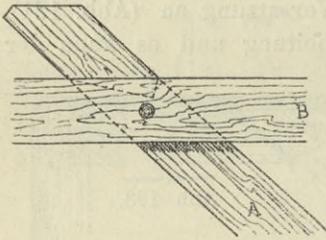


Abb. 126.

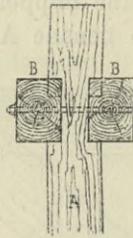
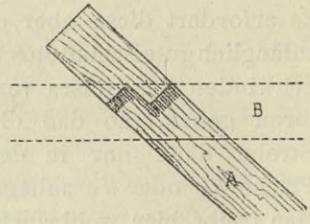


Abb. 127.



Zugkräfte aufnimmt, so kommt eine schwalbenschwanzförmige Einlassung (halbes Schwalbenschwanzblatt oder Weißschwanzblatt, Abb. 129) zur Ausführung; die Hölzer können dabei entweder bündig liegen oder nicht (Abb. 130). Die Verbindung eines auf Zug beanspruchten Balkens *A* mit zwei Druckstreben zeigt Abb. 131. Kann hier der

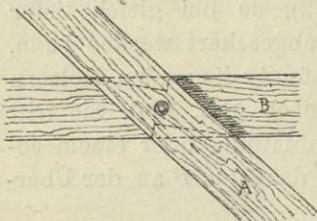


Abb. 128.

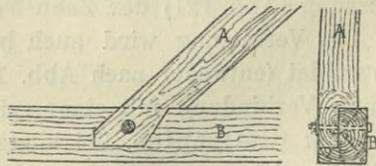


Abb. 129.

Hängesäule *A* nicht ein genügend langer Vorkopf gegeben werden, so ist die Verbindung nach Abb. 132 zu machen und durch eiserne Winkelbänder oder wenigstens durch Klammern zu sichern.

4. Die Verzapfung dient vornehmlich zur Verbindung eines an einen Balken *A* mehr oder weniger senkrecht anlaufenden Balkens *B*, wenn dabei bloß Druckkräfte oder geringe auf eine Verschiebung

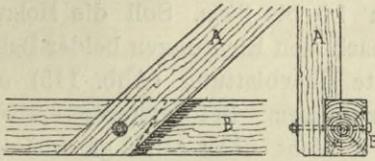


Abb. 130.

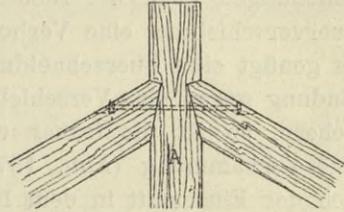


Abb. 131.

oder ein Abheben wirkende Kräfte aufzunehmen sind. Gegen solche kleine zufällige Kräfte genügt es, durch den Zapfen einen hölzernen oder eisernen Nagel zu treiben (Abb. 133). Bei größeren derartigen

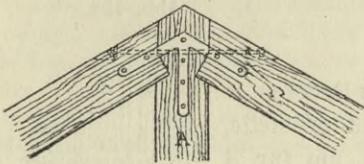


Abb. 132.

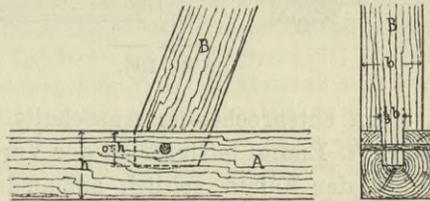


Abb. 133.

Kräften ist der Zapfen länger zu machen oder ganz durch den Balken *A* durchreichen zu lassen und zu verbolzen oder es ist um den Balken *A* ein Eisenband zu legen (Abb. 134). Die Verzapfung

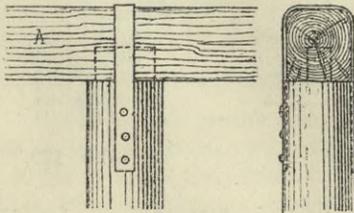


Abb. 134.

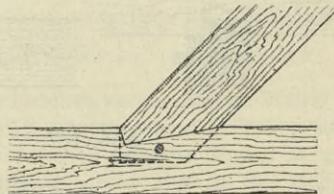


Abb. 135.

wird auch bei schiefwinkeligem Anschlusse ausgeführt, doch ist sie da nur für schwach beanspruchte Hölzer ausreichend; für stärker beanspruchte Streben müßte sie mit einer Versatzung verbunden werden (Abb. 135), der einfacheren Ausführung wegen läßt man aber bei der Versatzung den Zapfen meist weg und sichert die Verbindung besser durch Verschraubung.

5. Die Überschneidung und Verkämmung. Bei ersterer wird von zwei sich kreuzenden und nicht bündig liegenden Hölzern bloß das eine Holz *B* ausgeschnitten, wodurch allerdings nur Verschiebungen nach der Richtung von *B* verhindert sind und gegen Querverschiebung eine Verbolzung gegeben werden muß (Abb. 136). Es genügt eine Überschneidung um 1·5 bis 3 *cm*. Soll die Holzverbindung gegen eine Verschiebung nach den Richtungen beider Balken sichern, so ist die früher erwähnte Überblattung (Abb. 115) oder eine Verkämmung (Abb. 137) auszuführen. Bei letzterer erstreckt sich der Einschnitt in dem Balken *B* nicht über seine ganze Breite, sondern es bleibt ein Kamm von der Breite 0·4 bis 0·5 *b* stehen, der

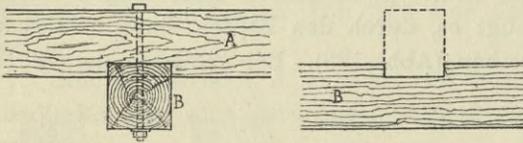


Abb. 136.

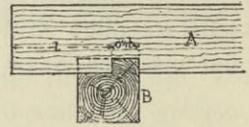


Abb. 138.

in einen entsprechenden Ausschnitt des Balkens *A* eingreift. Endigt letzterer an der Verbindungsstelle, so ist der Kamm seitlich anzuordnen, um für *A* eine größere Vorkopflänge zu erhalten (Abb. 138).

6. Verlaschungen kommen zur Verbindung von in einer Achse liegenden, von starken Längskräften beanspruchten Balken zur Anwendung. Bei

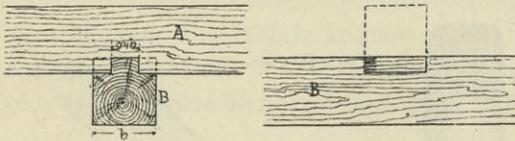


Abb. 137.

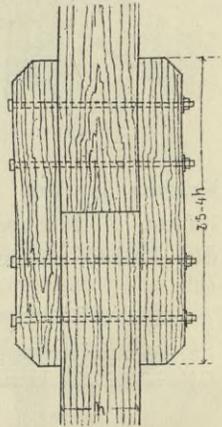


Abb. 139.

Druckkräften kann man auf ein unmittelbares Berühren der Hirnenden rechnen und hat hier die Stoßstelle nur gegen Verschiebung und gegen Ausknicken durch angeschraubte hölzerne (Abb. 139) oder eiserne Laschen, oder durch anderweitige Festhaltung zu sichern. Für auf Zug beanspruchte Balken sind schmiedeiserne oder gußeiserne Laschen (Abb. 140 und 141) anzuwenden, doch sind hier Verlaschungen im allgemeinen nur von begrenzter Wirksamkeit. Sie werden an zwei Seitenflächen der Balken angelegt und reichen

über deren ganze Breite. An den Enden erhalten die Laschen gegen den Rand etwas zurückgesetzte Rippen, die in das Holz eingreifen und bei schmiedeisernen Laschen am besten durch angenietete Flach-eisen gebildet werden. Zur Verbindung dienen auf jeder Seite des

Stoßes zwei bis fünf Schraubenbolzen.

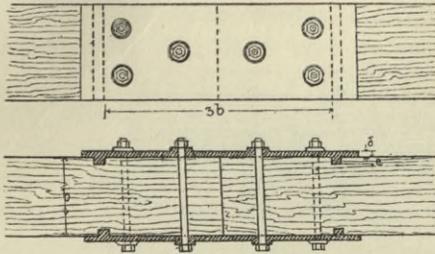


Abb. 140.

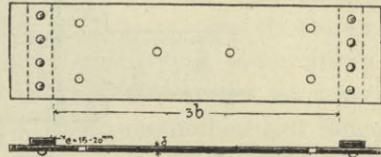


Abb. 141.

Die Festigkeit dieser Stoßdeckung wird einerseits durch die Zerreißfestigkeit der Laschenplatten, andererseits durch den Scherwiderstand des Holzes bedingt. Letzterer ist aber von der Länge der abzuscherenden Holzteile, also von der Länge der Lasche abhängig. Diese Länge müßte ziemlich groß gemacht werden, um die Zerreißfestigkeit der Laschen oder die Zugfestigkeit der Holzbalken voll auszunutzen. Die zu übertragende Kraft ist übrigens auch durch den Druck auf die Rippeeinlassung begrenzt. Ist  $s_1$  (im Maximum etwa =  $100 \text{ kg/cm}^2$ ) dieser zulässige Druck,  $e$  die Tiefe der Einlassung,  $h$  die Balkenhöhe, so kann die Kraft  $P = 2 s_1 e h$  übertragen werden. Der Balken nimmt bei der Inanspruchnahme  $s$  die Kraft  $s b h$  auf, welche sich, um den durch die Schraubenbolzen erzeugten Reibungswiderstand (bei  $m$  Schrauben vom Durchmesser  $d$  auf einer Laschenhälfte annähernd  $200 m d^2 \text{ kg}$ ) vermindert, auf die Rippen überträgt. Es ist sonach  $2 s_1 e h = s b h - 200 m d^2$ , woraus

$$s = \frac{2e}{b} s_1 + \frac{200 m d^2}{b h}$$

Für  $s_1 = 100 \text{ kg/cm}^2$ ,  $e = 0.1 b$  wird  $s = 20$  bis  $25 \text{ kg/cm}^2$ , was nur einer geringen Ausnutzung der Zugfestigkeit der Balken entspricht. Bei der Scherbeanspruchung  $s_2$  des Holzes genügt eine Laschenlänge  $l = \frac{s}{s_2} b = \frac{20}{7} b = 3 b$ .

Dabei ist eine genaue Anarbeitung der Laschen vorausgesetzt. Wollte man durch diese Verbindung eine größere Zugkraft übertragen, die Balken sonach mit  $40$  bis  $50 \text{ kg/cm}^2$  ausnutzen, so wären den Laschen doppelte Rippen zu geben und es wäre ihre Länge mindest zu verdoppeln, was aber in der Regel zu unpraktischen Dimensionen führt. Die Dicke gußeiserner Laschen mit einfacher Rippe kann mit  $0.07 b$  bis  $0.08 b$ , jene schmiedeiserner Laschen ungefähr halb so stark gewählt werden.

Eine andere, bei amerikanischen Holzkonstruktionen ausgeführte Laschenkonstruktion wird bei den hölzernen Fachwerksbrücken Besprechung finden. Hölzerne Zuglaschen, welche mit den Balken durch Verzahnung verbunden werden, sind wegen der Schwierigkeit genauer

Anarbeitung und ihres infolgedessen nur geringen Wirkungsgrades nicht zu empfehlen. Man findet sie heute nur bei Konstruktionen angewendet, welche eine tunlichste Vermeidung aller Eisenteile anstreben. (Hölzerne Fachwerksträger nach Rychter, Abb. 142.)

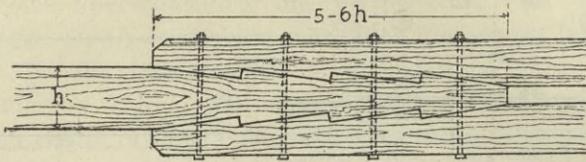


Abb. 142.

7. Verbindung parallel liegender Hölzer zur Aufnahme der zwischen ihnen auftretenden Schubkräfte. Hiefür kommen Verzahnungen und Verdübelungen in Anwendung, welche im folgenden bei den zusammengesetzten Holzträgern noch näher besprochen werden. Bloße Verschraubungen sind nur ausreichend, wenn bloß schwache Kräfte, die eine Verschiebung anstreben, vorhanden sind, da bei größeren Kräften sich die Schraubenbolzen infolge Nach-

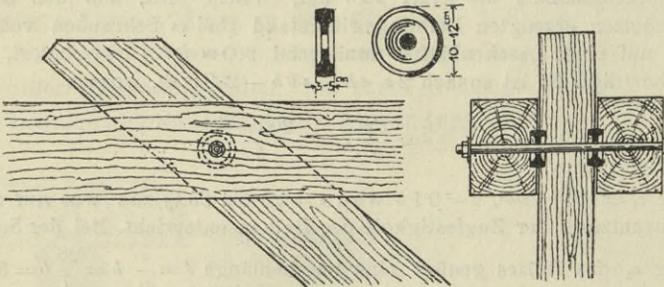


Abb. 143.

giebigkeit des Holzes verbiegen. Dagegen läßt sich durch Einlage von gußeisernen Scheiben, welche in beide Hölzer eingreifen, eine wirksame Verbindung erzielen (Abb. 143). Diese Scheiben haben entweder scharfe Ränder und werden durch Anziehen des durchgehenden Schraubenbolzens in das Holz eingepreßt, oder, was zur Aufnahme größerer Schubkräfte vorzuziehen ist, die Balken erhalten flache, mit einem besonderen Zentrumborher hergestellte Einschnitte, in welche die Scheiben eingesetzt werden.

## II. Kapitel. Die Bahn der hölzernen Brücken.

§ 15. **Die Bahn der Straßenbrücken.** An jeder Fahrbahnkonstruktion einer Brücke kann man die Brückendecke und die Brückentafel unterscheiden; letztere bildet die Unterlage für die Brückendecke und wird ihrerseits wieder entweder unmittelbar von den Hauptträgern oder von Quer- und Zwischenlängsträgern getragen.

Als Brückentafel wenden wir bei Holzbrücken ausnahmslos einen Belag aus entsprechend starken Bohlen an, der Brückenbelag oder Brückenstreu genannt wird. Diese Belag- oder Streuhölzer sind in Abständen von 0,6 bis 0,8 m durch Träger zu unterstützen. Bei schwächerem Verkehr kann dann unmittelbar auf ihnen gefahren werden, sie bilden in diesem Falle bereits die Brückendecke. Bei dieser Anordnung müssen die Bohlen quer zur Brückenachse

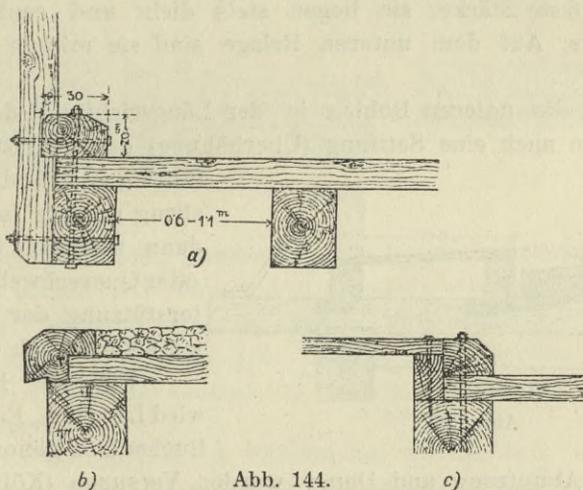


Abb. 144.

und dicht gelegt werden. Wird eine Brückendecke gegeben, so werden die Streuhölzer der besseren Entwässerung wegen mit Zwischenfugen von 2 bis 3 cm verlegt. Die Befestigung auf den Unterlagen muß Verschiebungen sowohl in der Längs- als auch in der Querrichtung verhindern und es soll ein bequemes Auswechseln einzelner Bohlen möglich sein. Am Rande werden die Belagbohlen gewöhnlich durch eine mit den Tragbalken verschraubte stärkere Bohle oder Schwelle, die sogenannte Saumschwelle oder Bordschwelle niedergehalten (Abb. 144) und dann entweder gar nicht weiter oder nur durch einzelne Nägel auf den Tragbalken befestigt. Man kann die Saumschwelle auch so profilieren, daß sie die Stirnfläche der Streuhölzer deckt (Abb. 144 b). Bei seitlichem Anschlusse eines Fußweges sind die Fußwegbohlen in die Höhe der Saumschwelle zu legen (Abb. 144 c).

Für den Bohlenbelag wird Lärchen- oder Kiefernholz verwendet; bei direkter Befahrung empfiehlt sich ein harter Belag aus Eichenholz oder Rotbuchenholz.

Bei stärkerem Verkehr würden sich die direkt befahrenen Belag-hölzer zu rasch abnutzen und es müßten der erforderlichen Tragkraft wegen noch verhältnismäßig starke Bohlen bereits ausgewechselt werden. Man gibt daher frequenteren Brücken, wenn keine andere Brückendecke angewendet wird, wenigstens einen doppelten Bohlen-



Abb. 145.

belag (Abb. 145). Auf den unteren tragenden Streu-bohlen, die 10 bis 16 cm Stärke erhalten, liegen dann schwächere Fahrbohlen von 4 bis 6 cm Stärke; sie liegen stets dicht und senkrecht zur Brückenachse. Auf dem unteren Belage sind sie mittels Nägeln zu befestigen.

Liegen die unteren Bohlen in der Längsrichtung der Brücke, so kann man auch eine Sattlung (Überhöhung) der Fahrbahn durch-

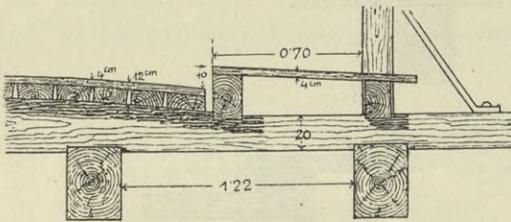


Abb. 146.

führen, was für den Wasser-abzug günstig ist. Es sind dann natürlich Querträger oder Querswellen zur Unter-stützung der Längsbohlen erforderlich (Abb. 146).

Für die Fahrbohlen wird Lärchen-, Eichen- oder Buchenholz genommen. Be-züglich der Abnutzung und Dauer wurden Versuche (Kölner Rhein-brücke u. a.) mit verschiedenen Holzarten angestellt; sie ergaben, daß Kiefernholz bei starkem Verkehre bereits in  $1\frac{1}{2}$  bis 2 Jahren abgenutzt wird, während Eichenholz sich länger hält. Buchenholz hat ebenfalls geringere Abnutzung, fault aber leicht an. Zum Schutze der Fahrbohlen wendet man manchmal auch eine leichte 2 bis 3 cm hohe Überdeckung mit Kies an, diese fährt sich jedoch bald ab und hat daher keinen großen Nutzen.

Das Gewicht des Belages ist für den durchnäßten Zustand zu rechnen. Beträgt die Stärke des Belages  $d$  in Zentimeter, so ist für weichen Belag das Gewicht pro  $1 m^2$  in Kilogramm  $9d$ , für harten Belag  $10d$ .

Brücken in Landstraßen erhalten sehr häufig als Brückendecke eine Beschotterung. Es ist diese Anordnung die üblichste und sie ist

auch vorteilhafter als ein einfacher Bohlenbelag, weil derselbe dadurch gegen die Abnutzung geschützt wird und sie ist billiger als ein doppelter Belag, da die Erhaltung im Zusammenhange mit der Straßenerhaltung bewirkt werden kann. Die Schotterschicht macht man im Mittel 15 cm stark und gibt der Oberfläche ein Quergefälle, indem man die Stärke der Schotterdecke in der Mitte mit 20 bis 25 cm, jene am Rande mit 8 bis 10 cm bemißt. Eine stärkere Schotterlage ist nicht notwendig und wegen der Vergrößerung des Eigengewichtes auch nicht zweckmäßig. Auf eventuelles Walzen, das bei Schotterstraßen jetzt häufig in Anwendung gebracht wird, ist bei den Belastungsannahmen der Brücke Rücksicht zu nehmen.

Der seitliche Abschluß des Schotterbettes wird durch eine auf die Strehölzer aufgeschraubte Saumschwelle erzielt (Abb. 147).

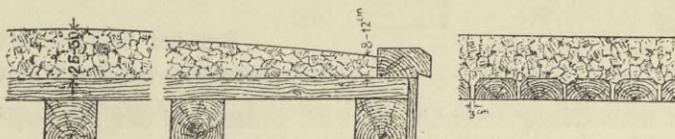


Abb. 147.

Es ist lehmfreier, geschlegelter Schotter zu verwenden, der hinsichtlich seiner Härte und Widerstandsfähigkeit den Anforderungen einer guten Straßenerhaltung entspricht. Die Strehölzer werden mit Zwischenräumen von 3 bis 5 cm verlegt. Es brauchen dazu keine reinkantigen Bohlen genommen zu werden, es genügen auch baumwalgige Hölzer.

Um die Haltbarkeit der Strehölzer zu erhöhen, empfiehlt es sich, sie mit einem Teeranstrich zu versehen, doch ist dabei die Verwendung lufttrockenen Holzes Voraussetzung. Man hat auch Asphaltpappe darüber gelegt, um wenigstens eine Zeitlang die Nässe abzuhalten.

Statt des bloßen Schotters hat man einigen Orts auch eine Bedeckung mit einem Gemenge von Kies, Kleinschlag, Sand und Teer oder Asphalt, d. i. eine Art Teerbeton oder Asphaltbeton in Anwendung gebracht. Eigentliche Pflasterungen mit Holz- oder Steinwürfeln werden bei Holzbrücken selten zur Ausführung kommen; es wird daher Näheres darüber erst bei den eisernen Brücken gesagt werden.

Berechnung des Bohlenbelages. Die größte Beanspruchung einer Bohle ergibt sich, wenn der vom schwersten Rade erzeugte Druck  $D_1$  in der Mitte zwischen zwei Tragbalken angreift. Die Bohlen sind allerdings über mehrere Stützen durchgehend, sie werden aber

zur größeren Sicherheit als frei aufliegend gerechnet. Die Stützweite  $c$  kann man gleich dem lichten Abstände der Träger vermehrt um eine beiderseitige Auflagerbreite von 5 bis 8 cm annehmen.

Bezeichnet  $b$  in Zentimeter die Breite einer Bohle,  $g$  in Kilogramm das Eigengewicht der Brückendecke pro  $1 m^2$ , so ist das davon herführende Moment  $M_1 = \frac{1}{8} g \frac{b}{100} c^2 \text{ kg/m}$  (wenn  $c$  in Meter).

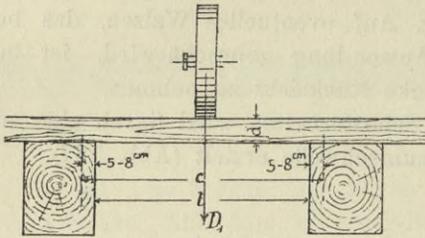


Abb. 148.

Der Druck  $D_1$  (in  $kg$ ) erzeugt in der Mitte das Moment  $M_2 = \frac{1}{4} D_1 c$ .

Das Gesamtangriffsmoment ist sonach

$$M = \frac{1}{8} g \frac{b}{100} c^2 + \frac{1}{4} D_1 c \text{ in } kg/m.$$

Bei der Bohlenstärke  $d$  (in Zentimeter) ist das Widerstandsmoment des Bohlenquerschnittes  $\frac{1}{6} b d^2$ , sonach bei der zulässigen Inanspruchnahme  $s$  (in  $kg/cm^2$ )

$$100 \cdot \left( \frac{1}{8} g \frac{b}{100} c^2 + \frac{1}{4} D_1 c \right) = \frac{1}{6} b d^2 s (kg/cm).$$

Die Auflösung ergibt

$$d = \sqrt{\frac{3 (200 D_1 + g b c) c}{4 b s}}$$

Ordnet man bloß einen einfachen Belag an, so findet keine Verteilung des Raddruckes auf mehrere Bohlen statt und es ist daher für  $D_1$  der Druck  $D$  des schwersten Rades zu setzen. Die Eigengewichtswirkung ist in diesem Falle nur ganz geringfügig; man kann daher sie ohne weiteres auch vernachlässigen. Es ergibt sich dann

$$d = \sqrt{\frac{300 D c}{2 s b}} + \text{Zuschlag von } 2 \text{ cm}$$

Der Zuschlag von 2 bis 3 cm ist wegen der Abnutzung der Bohlen, auf denen direkt gefahren wird, notwendig.

Für  $c = 0.7 m$ ,  $b = 25 cm$ ,  $s = 70 kg/cm^2$  ergibt sich aus obiger Formel, wenn

$D = 1500$	$2000$	$3000 \text{ kg}$
$d = 11.5$	$13$	$15.5 \text{ cm}$

Bei doppeltem Belag kann ein Zuschlag entfallen und sogar die berechnete Stärke des unteren Belages um etwa  $\frac{1}{5}$  der Stärke des oberen vermindert werden, da auch dieser tragen hilft. Die Stärke des oberen Fahrbohlenbelages beträgt gewöhnlich 5 cm.

Erhält der Brückenbelag eine Bedeckung, so kann auf deren Druck verteilende Wirkung Rücksicht genommen werden (Abb. 149).

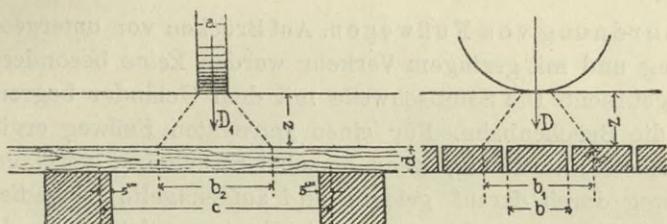


Abb. 149.

Zunächst findet eine Verteilung des von einem Wagenrade oder von einer Straßenwalze ausgeübten Druckes  $D$  nach der Querrichtung der Belagsbohlen statt. Ist diese Verteilungsbreite  $b_1$ , die Breite einer Bohle  $b$ , so entfällt auf letztere bloß der Druck  $D_1 = D \frac{b}{b_1}$ .

Nach der Längsrichtung der Bohle verteilt sich  $D_1$  wieder auf eine Länge  $b_2$ , so daß bei dem Eigengewichte  $g$  der Brückenbahn pro  $1 m^2$  das Moment in der Mitte:

$$M = \frac{1}{8} g b c^2 + \frac{1}{4} D \frac{b}{b_1} \left( c - \frac{b_2}{2} \right) = \frac{1}{6} b d^2 s$$

wird, worin  $b$ ,  $b_1$ ,  $b_2$  und  $c$  in Metern,  $D$  in Kilogramm,  $g$  in Kilogramm pro  $1 m^2$  und  $s$  in Kilogramm pro  $1 cm^2$  einzusetzen sind, um die Bohlenstärke  $d$  in Zentimeter zu erhalten.

Für die Verteilungsbreite  $b_1$  beziehungsweise  $b_2$  kann, wenn  $z$  die mittlere Höhe der Schotterdecke in Zentimeter,  $a$  die Breite der Radfelge (8 bis 10 cm) oder der Walze bedeutet, angenommen werden  $b_1 = 10 + 1.5 z$  (in Zentimeter)  $b_2 = a + 1.5 z$  (in Zentimeter).

Das Eigengewicht bestimme man mit einer vorläufigen Annahme von  $d$  aus

$$g = 19 z + 10 d \text{ (kg pro } 1 m^2\text{)}.$$

Beispiel. Es sei für den Raddruck  $D = 3000 \text{ kg}$  bei einer mittleren Stärke der Schotterdecke  $z = 20 \text{ cm}$  und einer Bohlenbreite  $b = 0.25 \text{ m}$  die Stärke der Belagshölzer für eine Stützweite  $c = 0.7 \text{ m}$  und eine Inanspruchnahme  $s = 70 \text{ kg/cm}^2$  zu berechnen.

Wir haben hier  $b_1 = b_2 = 10 + 1.5 \cdot 20 = 40 \text{ cm} = 0.4 \text{ m}$ , ferner unter Annahme von  $d = 12 \text{ cm}$ ,  $g = 19 \cdot 20 + 10 \cdot 12 = 500 \text{ kg/m}^2$ ; sonach

$$M = \frac{1}{8} 500 \cdot 0.25 \cdot 0.7^2 + \frac{1}{4} 3000 \cdot \frac{0.25}{0.40} \left( 0.7 - \frac{0.4}{2} \right) = 242.03 \text{ kg/m}$$

$$242.03 = \frac{1}{6} 0.25 \cdot 70 \cdot d^2$$

woraus  $d = 9.1 \text{ cm}$  oder rund  $10 \text{ cm}$ .

Anordnung von Fußwegen. Auf Brücken von untergeordneter Bedeutung und mit geringem Verkehr werden keine besonderen Fußwege angebracht. Die Saumschwelle mit dem Geländer begrenzt hier seitlich die Brückenbahn. Für einen getrennten Fußweg ergibt sich die einfachste Anordnung, wenn einzelne Streuhölzer verlängert und der Fußweg durch darauf gelegte und aufgenagelte Längsdielen gebildet wird (Abb. 150). Die dadurch bedingte vertiefte Lage des Fuß-

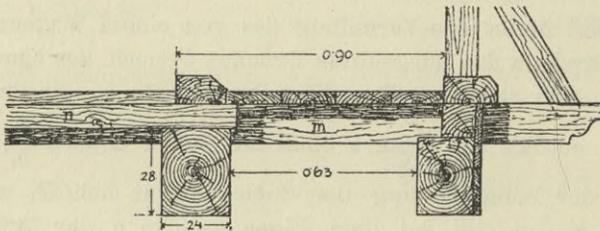


Abb. 150.

weges hat aber den Nachteil ungenügender Abgrenzung gegen die Fahrbahn und schlechter Reinhaltung. Besser ist es, den Fußweg über die Fahrbahn etwas zu erhöhen.

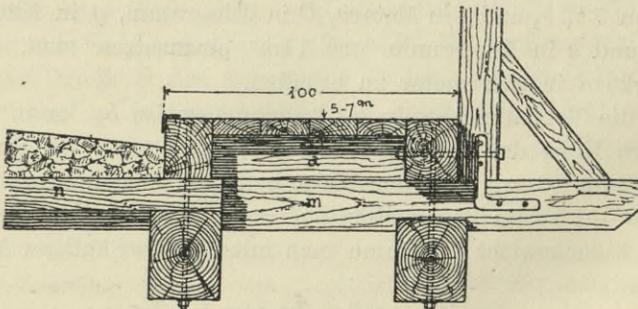


Abb. 151.

Diese Anordnung zeigt Abb. 151. Die durchgehenden Schwellen  $m$  sind hier etwas stärker gehalten als die übrigen Streuhölzer. Auf ihnen liegen Unterlagshölzer  $a$  zur Unterstützung der Fußwegbohlen.

Für die Berechnung der Bohlen des Fußweges kann bei einer Breite derselben von 25 bis 30 *cm* eine Last von 160 bis 170 *kg* pro laufenden Meter angenommen werden.

Bei der in Abb. 152 dargestellten Anordnung liegen die Bohlen des Fußweges quer zur Brückenachse auf Langhölzern *b* auf, die

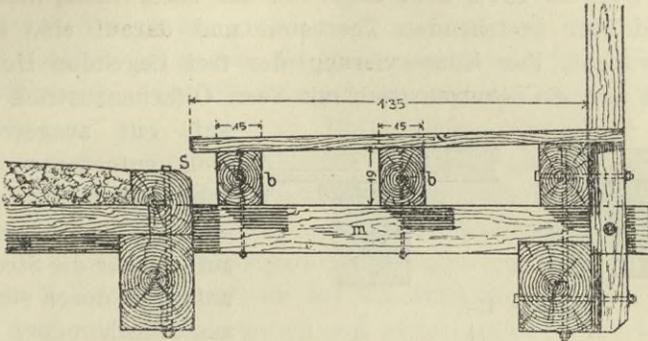


Abb. 152.

wieder durch die Schwellen *m* getragen werden. Durch Offenlassen eines Spaltes bei *s* kann hier eine gute Ableitung des Tagwassers von der Fahrbahn erzielt werden. Dies ist auch bei der in Abb. 153

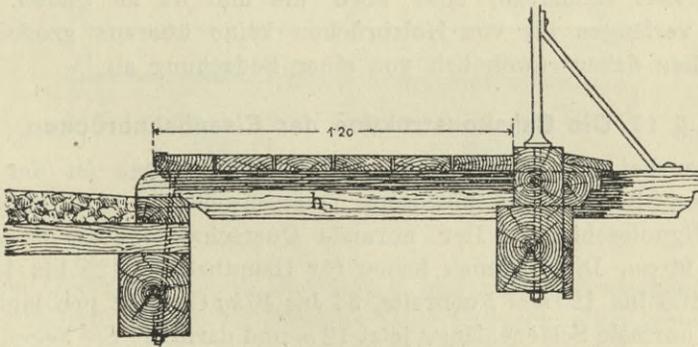


Abb. 153.

dargestellten Anordnung, bei welcher Längsdielen auf kurzen Querschwellen liegen, der Fall.

Auf gute Entwässerung und möglichstste Trockenhaltung der Fahrbahn soll stets gesehen werden. Man macht daher die Fahrbahndecke in der Mitte überhöht und gibt auch den Fußwegen eine geringe Neigung nach innen zu, oder verlegt die Fußwegbohlen mit kleinen Zwischenräumen. Zwischen Fahrbahn und Fußweg ist, falls daselbst

kein Spalt angeordnet wird, eine Rinne (aus Holz, Stein oder einem umgekehrten Zorès-Eisen) mit Abflußlöchern anzubringen. Die Fahrbahn ist durch Kotabzug und Aufbringung frischen Schotters gut instand zu halten. Will man den Bohlenbelag gegen Feuchtigkeit und baldiges Anfaulen besser schützen, so gibt man auf denselben wohl auch eine 12 bis 15 cm hohe Lage von aus Kies, Sand, Steinkohlenpech und Teer bestehenden Teerbeton und darauf eine schwache Schotterschicht. Zur Konservierung des frei liegenden Holzwerkes empfiehlt sich ein Schutzanstrich mit Teer. Ölfarbenanstrich darf nur

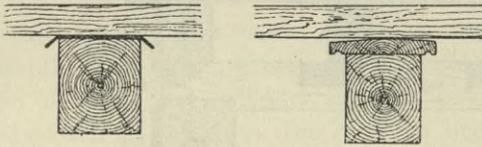


Abb. 154.

auf gut ausgetrocknetes Holz aufgetragen werden. Die Tragbalken schützt man auch an ihrer oberen Fläche, auf welcher die Streuhölzer aufliegen, durch eine Kappe aus Blech oder Asphalt-

pappe, oder durch die Zwischenlage eines etwa 3 cm starken beiderseits überragenden Brettes aus Lächenholz (Abb. 154).

Eine Bedachung der ganzen Brücke läßt sich durchführen, wenn die Tragwände so hoch sind, daß über der Fahrbahn ein Querverband angeordnet werden kann; solche überdachte Holzbrücken, aus älterer Zeit stammend, sind noch hie und da zu finden. Heutzutage verlangen wir von Holzbrücken keine überaus große Dauer und sehen daher gewöhnlich von einer Bedachung ab.

### § 16. Die Bahnkonstruktion der Eisenbahnbrücken.

Der bei uns gebräuchlichste Eisenbahn-Oberbau ist der Querschwellen-Oberbau mit hölzernen Querschwellen und breitbasigen oder Vignoleschienen. Der normale Querschwellenabstand beträgt 80 bis 90 cm. Die Schienen haben für Hauptbahnen 125 bis 135 mm Höhe, 105 bis 125 mm Fußbreite, 33 bis 46 kg Gewicht pro laufenden Meter; normale Schienenlänge jetzt 12 m und darüber. Sie liegen etwas geneigt, mit einer Neigung von  $\frac{1}{16}$  bis  $\frac{1}{20}$  nach der Innenseite des Geleises, was durch Einschneiden der Schwellen oder durch keilförmige Unterlagsplatten erzielt wird. Ihre Befestigung auf den Schwellen erfolgt durch Nägel oder Holzschrauben. An den, neben den Schienenstößen liegenden Schwellen, in stärker beanspruchten Geleisstrecken (Kurven) auch auf etlichen Zwischenschwellen, werden Unterlagsplatten gegeben. Der Schienenstoß wird in der Regel schwebend, d. i. zwischen zwei Schwellen liegend, angeordnet; die Stoßschwellen sind näher, auf etwa 60 cm Achsabstand, zu legen. Die Schwellen sind in eine

35 bis 40 cm hohe Kies- oder Schotterbettung gelagert und haben bei Vollspurbahnen 2·4 bis 2·7 m Länge.

Auf den Brücken bleibt die Schotterbettung in der Regel, bei hölzernen Bahnbrücken wohl immer, weg. Den Vorteilen, welche die Überführung eines vollen Schotterbettes bieten würde: Gleichartigkeit des Oberbaues mit jenem der kurrenten Strecke, Mäßigung der Erschütterungen infolge des größeren Eigengewichts, Unabhängigkeit in der Lage der Geleise gegen die Träger und daher Möglichkeit von Geleisverlegungen oder Weichenanlagen auf der Brücke, Sicherung gegen Zündung und gegen ein Durchbrechen der Räder bei Entgleisungen, stehen als Nachteile die erhöhte Belastung und dadurch bedingte Verstärkung der Tragkonstruktion, bei Holzbrücken aber insbesondere das leichte Durchfaulen des Bohlenbelages und die bei Erneuerung desselben entstehenden Störungen gegenüber. Man gibt daher eine Schotterbettung nur auf Massivbrücken und bei eisernen Brücken dort, wo es sich technisch und wirtschaftlich rechtfertigen läßt.

Bei Wegfall des Schotterbettes werden die Querschwellen unmittelbar auf die Längsträger aufgelagert. Sie erhalten, von den

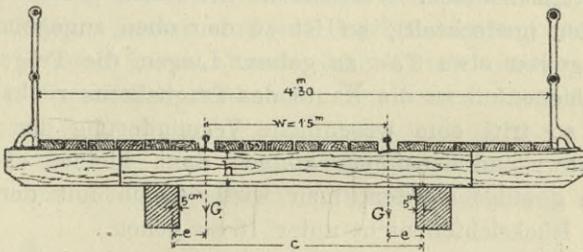


Abb. 155.

normalen Querschwellen in Querschnitt und Länge, abweichende Abmessungen und werden als Brücken- oder Extraschwellen bezeichnet. Ihre Querschnittsmaße sind mit Rücksicht auf die Biegungs- und Scherbeanspruchung zu bestimmen.

Als Stützweite ist der beiderseitig um etwa 5 cm vergrößerte lichte Abstand der Tragbalken anzunehmen. Bezeichnet (Abb. 155)  $e$  den Abstand der Schienenkopfmittle von dem Stützpunkte der Schwelle,  $G$  den größten Raddruck,  $b$  und  $h$  die Breite und Höhe der Schwelle, so ist

$$M = G e = \frac{1}{6} b h^2 \cdot s \quad \dots \quad (a)$$

Soll aber auch die größte zulässige Scherbeanspruchung  $\tau$  nicht überschritten werden, so muß

$$G < \frac{2}{3} \tau b h \quad . . . . . (b)$$

sein, was in Verbindung mit Gleichung a)  $e > \frac{1}{4} \frac{s}{\tau} h$  . . liefert. Mit  $s = 75 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\tau = 15 \text{ kg/cm}^2$  folgt sonach, daß die Schwellendimensionen erst dann aus Gleichung a), d. i. aus der Beanspruchung auf Biegung zu rechnen sind, wenn  $e > \frac{5}{4} h$  ist.

Der Gleichung b) entsprechen aber nachstehende Schwellenstärken:

für $G =$	4	5	7	8	10 t
$b/h$ . . .	$\frac{20}{20}$	$\frac{20}{25}$	$\frac{24}{29}$	$\frac{24}{33}$	$\frac{28}{35} \text{ cm}$

Diese Maße genügen, so lange

$e <$	25	31	36	41	44 cm
-------	----	----	----	----	-------

ist, was in der Regel der Fall sein wird. Als kleinste Schwellenbreite wäre 20 cm anzunehmen. Werden die Schwellen unter den Schienen eingeschnitten (gedechselt), so ist zu den oben angegebenen Höhen ein Zuschlag von etwa 2 cm zu geben. Liegen die Träger so nahe, daß der Schienenfuß an die Kante des Tragbalkens rückt oder diese übergreift, so tritt eine wesentliche Verminderung der Scherkräfte ein. Die Schwellendimensionen können dann kleiner als die oben berechneten gewählt werden, man wird jedoch mit der Höhe aus praktischen Rücksichten nicht unter 16 cm gehen.

Die Schwellenausteilung auf der Brücke wird gewöhnlich gleichmäßig und der Abstand etwas kleiner gewählt als in der freien Strecke. Will man das Geleise ganz ohne Rücksicht auf die Lage der Schienenstöße über die Brücke führen, so dürfte der Schwellenabstand nicht größer als der Abstand der Schwellen am schwebenden Stoße, d. i. ca. 60 cm gemacht werden. Bei weiterer Schwellenteilung wären besondere Querschwellen an den Stellen einzuschalten, an welche die Schienenstöße beim Verlegen des Geleises zu liegen kommen. Bei längeren Brücken bringt man aber auch die Schienenstöße in eine feste Lage zum Brückenüberbau, teilt die Schwellen entsprechend der normalen Schienenlänge aus (mit 60 bis 90 cm Abstand) und bewirkt den Anschluß an das bereits verlegte Geleise der freien Strecke durch Einschaltung von Schienen von der sich jeweils ergebenden Länge.

Die Schwellen tragen auch die Fußwege seitlich des Geleises und erhalten eine dementsprechende Länge. Nach den bezüglichlichen Vorschriften (s. S. 36) hat bei eingeleisigen Brücken in freier Strecke die Brückenbreite zwischen den äußeren Dielungsrändern  $4,30\text{ m}$  zu betragen.

Es brauchen jedoch nicht alle Schwellen diese Länge zu erhalten, vielmehr genügt es, entweder bloß jede zweite Schwelle

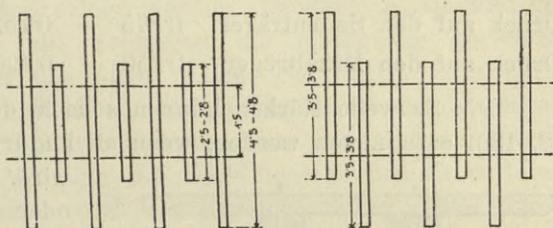


Abb. 156.

über die ganze

Brückenbreite reichen zu lassen, oder etwas kürzere gleich lange Schwellen anzuordnen, die abwechselnd nach der einen und anderen Seite vorstehen (Abb. 156).

Brücken, deren Länge mehr als  $20\text{ m}$  oder deren freie Mauerhöhe mehr als  $3\text{ m}$  beträgt, desgleichen alle Brücken, die innerhalb der Distanzsignale von Stationen oder in einer Entfernung von nicht mehr als  $200\text{ m}$  von der äußersten Weichenspitze liegen, müssen Geländer erhalten. Ferner sind auf Holzbrücken von mehr als  $20\text{ m}$  Länge zum Schutze gegen Feuersgefahr Wasserbottiche aufzustellen und dafür entsprechende Ausbauten, am besten über den Pfeilern, zu schaffen.

Bei Anordnung von drei Tragbalken unter einem Geleise (Abb. 157) sind die Querschwellen natürlich günstiger beansprucht

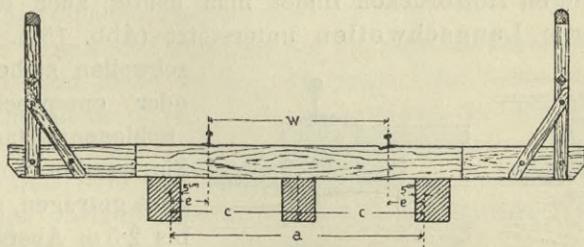


Abb. 157.

und können etwas schwächer gehalten werden. Sieht man von der Breite des Mittelbalkens ab und nimmt den Stützpunkt in dessen Achse an, so liefert die Theorie des kontinuierlichen Trägers

$$\text{für das größte Biegemoment der Schwelle } M = \varphi \cdot G e$$

$$\text{für die größte Querkraft } Q = \varphi \cdot G$$

und zwar ist	für $e = 0.1$	0.2	0.3	0.4 $c$
d. i. bei normaler Spurweite $w = 1.5 m$				
	für $a = 1.67$	1.875	2.14	2.5 $m$
	$\varphi = 0.875$	0.752	0.632	0.516
Druck auf den Seitenträger	0.875	0.752	0.632	0.516 $G$
Druck auf den Mittelträger	0.250	0.496	0.736	0.968 $G$

Die Schwellenstärken können sonach der früheren Aufstellung (S. 130) entnommen werden, wenn als Raddruck  $\varphi G$  zugrunde gelegt wird. Bei Anordnung von 4 oder 6 Tragbalken werden dieselben gewöhnlich paarweise oder je zu dreien unter jeden Schienenstrang gelegt (Abb. 158). Die Biegungs- und Scherbeanspruchung der Schwelle ist dann fast Null, als geringste Höhe wäre für sie 16 bis 18  $cm$  zu nehmen.

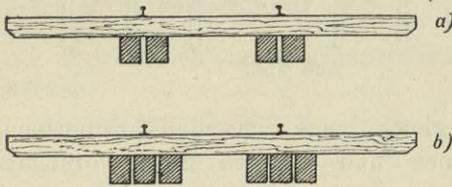


Abb. 158.

Jede Schwelle muß durch wenigstens zwei Schrauben festgehalten werden. Für schnell befahrene Hauptbahnen empfiehlt es sich, die Schwellen an der Auflagerstelle 2 bis 3  $cm$  einzuschneiden, so daß seitliche Verschiebungen gehindert sind und die horizontalen Drücke der Fahrzeuge übertragen werden können (Abb. 160). Die Schraubenbolzen sind 20 bis 24  $mm$  stark, der Kopf ist viereckig und etwas ins Holz eingelassen, um eine Drehung zu verhindern. Unter der Schraubenmutter liegt noch eine Unterlagscheibe.

Bei älteren Holzbrücken findet man häufig auch die Schiene durch hölzerne Langschwellen unterstützt (Abb. 159). Die Langschwellen stehen lotrecht oder entsprechend der Schienenneigung schief. Sie werden von Querträgern getragen, die in 1.5  $m$  bis 2.5  $m$  Abstand liegen. Diese Anordnung hat aber den Nachteil, daß die Spurweite schwer zu erhalten

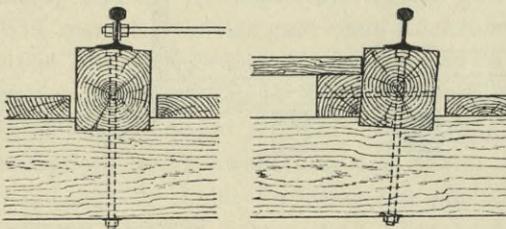


Abb. 159.

ist, indem schon durch Werfen oder Verziehen der Langschwellen Änderungen in der Spurweite verursacht werden; aber auch die horizontalen Kräfte, die die Fahrzeuge ausüben, können wegen ihres großen Hebelarmes bei dieser Konstruktion leicht Spurweitenän-

derungen erzeugen. Zur besseren Sicherung der Spurweite werden zwischen den Schienen oder Langschwelen Spurbolzen angeordnet.

Zwischen den Schienen und seitlich von ihnen ist eine Bedielung aus 5 bis 7 *cm* starken Bohlen anzuordnen, wenn nicht die Schwellen sehr nahe (auf etwa 40 *cm*) gelegt werden. Letztere in Amerika gebräuchliche Anordnung mit Schwellen aus hochkantig gestellten schmalen Balken ist bei uns nicht üblich. Sie dürfte auch einen größeren Holzaufwand erfordern. Der guten Abwässerung wegen liegen die Bohlen mit 2 bis 3 *cm* Zwischenraum und sind am oberen Rande abgefaßt. Die Befestigung auf den Querschwellen kann durch Nägel erfolgen; man kann aber die einzelnen Bohlen auch durch unten angenagelte Leisten zu Tafeln vereinigen und diese an einzelne Querschwellen festschrauben.

Bei Brücken von mehr als 20 *m* Länge müssen in Österreich nach gesetzlicher Vorschrift sogenannte Sicherheitsschwelen oder Sicherheitsschienen angebracht werden, welche bei Entgleisungen auf der Brücke das Herabrollen der Wagen von der Brücke verhindern sollen. Die Sicherheitsschwelle (Abb. 160) wird mit den Querschwellen auf 3 *cm* verkämmt, wobei beide Hölzer je 1½ *cm* eingeschnitten werden, außerdem ist sie mit jeder Querschwelle zu verbolzen. Die Oberkante der Sicherheitsschwelle oder -Schiene muß

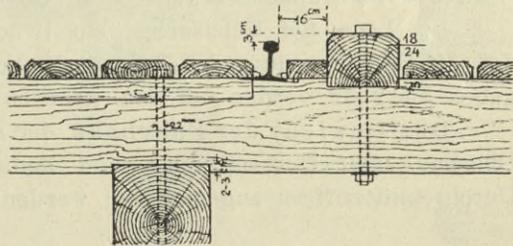


Abb. 160.

mindestens in gleicher Höhe mit der Fahrschiene liegen, darf dieselbe jedoch um nicht mehr als 3 *cm* überragen. Der lichte Abstand gegen den Fahr schienenkopf hat 16 *cm* zu betragen, in der verbleibenden Lücke ist ein Belag aus Eisen oder Holz herzustellen. Die Sicherheitsschwelen sind 10 *m* weit über das gegen die Fahr richtung gelegene Brückenende fortzuführen und unter einen spitzen Winkel in der Geleisachse aneinander zu schließen.

Als Sicherheit gegen eine Inbrandsetzung durch den Aschenfall der Lokomotive wurde zuweilen zwischen den Schienen eine leichte Kiesdeckung angeordnet, zweckmäßiger ist der Schutz durch Eisenbelag (Wellblech).

Anordnung in Geleiskurven. In den Geleiskurven ist dem äußeren Schienenstrang eine Überhöhung zu geben, welche man bei

dem Krümmungsradius  $R$  für Hauptbahnen mit  $h = \frac{40}{R}$  bis  $\frac{45}{R}$ , für Nebenbahnen mit  $h = \frac{25}{R}$  bis  $\frac{30}{R}$  bemißt. Diese Überhöhung läßt sich in verschiedener Weise erreichen (Abb. 161):

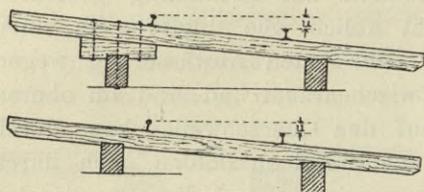


Abb. 161.

a) Bei nur geringer Überhöhung überschneidet man jede Querschwellen mit dem inneren Träger etwas stärker als mit dem äußeren Träger, so daß die Querschwellen eine schiefe Lage erhalten.

b) Bei größerer Überhöhung legt man auf den äußeren Träger

unter jede Schwellen einen Klotz oder eine durchgehende Langschwelle.

c) Man legt die äußeren Hauptträger höher als die inneren, und zwar entweder nach der Neigung des Geleises geneigt oder lotrecht. Bei Holzträgern wird man gewöhnlich das letztere vorziehen und die Schwellen im Auflager etwas schräg einschneiden.

Die Lage der Geleisachse zur Brückenachse ist so zu wählen, daß die Beanspruchung der Träger möglichst gleich wird. Nähere Angaben hierüber werden bei den eisernen Brücken gemacht werden.

Das Gewicht der Fahrbahn der Eisenbahnbrücken, und zwar Oberbau samt Querschwellen und Bedielung kann mit folgenden Durchschnittsziffern angenommen werden:

	Kilogramm pro Meter Geleis		
	Hauptbahnen	Nebenbahnen	Schmalspur 1 m
Oberbau (Schienen u. Kleineisenzeug)	100	70	50
Holzwerk (Schwellen u. Bedielung)	500	450	300
Schwellenschrauben u. Dielennägeln	10	10	7
zusammen	610	530	357

### Geländerkonstruktionen.

Straßenbrücken erhalten immer Geländer, Eisenbahnbrücken, wie bereits oben angegeben wurde, in Stationen und bei Längen von mehr als 20 m. Die Geländerhöhe soll mindestens 1.1 m über dem Fußwege betragen.

Hölzernen Brücken gibt man in der Regel auch hölzerne Geländer, zuweilen aber auch einfache eiserne Geländer.

Die Holzgeländer bestehen aus den Geländersäulen oder Pfosten, aus dem diese verbindenden Brustriegel oder Geländerholm und aus der dazwischen angeordneten Füllung oder Vergitterung. Die Geländerpfosten werden an den Querschwellen, an den Saumschwellen oder an den Trägern befestigt; bei Straßenbrücken ist insbesondere eine feste und sichere Geländerkonstruktion von Wichtigkeit.

Die beistehenden Abbildungen 162 (*a* bis *f*) sollen einige Anordnungen von hölzernen Geländern zeigen.

Bei den Geländern nach Fig. *a b, c* sind die Geländerpfosten in die Saumschwelle oder in Querschwellen verzapft und mit ihnen

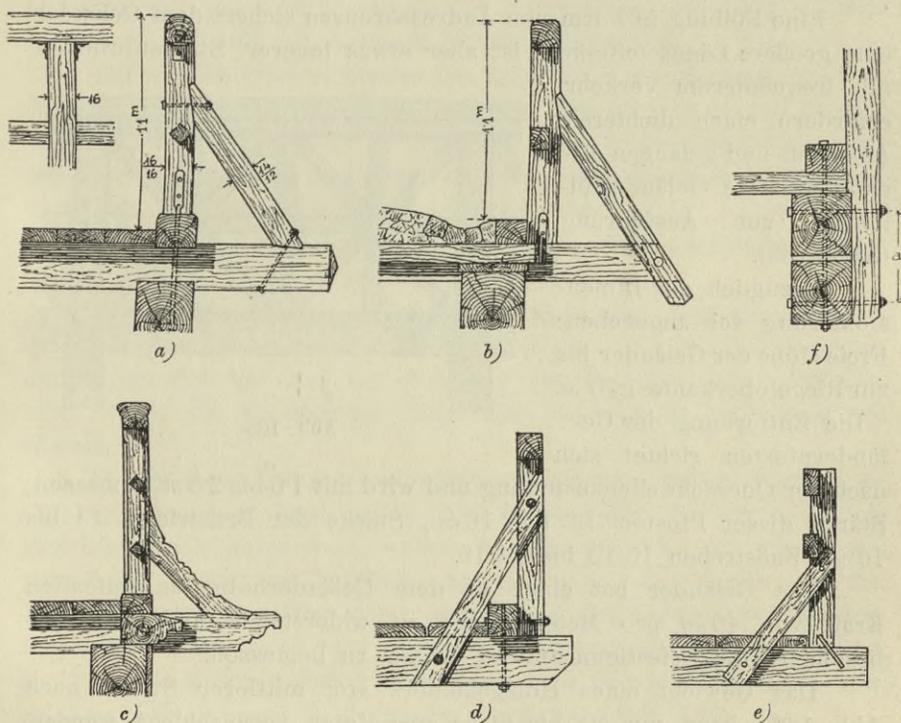


Abb. 162.

durch Bandschrauben (*a*) oder Winkelbänder (*b*) verbunden. Nach außen sind sie durch Fußstreben abgestützt. Bei Gerüstbrücken (*e*), häufig auch bei Eisenbahnbrücken (*d*), wo eine Einschränkung des Fußweges zulässig ist, hat man die Abstrebung mittels schwalbenschwanzförmig angeplatteter Streben auch nach innen gelegt, um die Verlängerung der Querschwellen zu ersparen. Sind die Tragwände genügend hoch, so genügt ein seitliches Anschrauben der Geländer-

säulen mit mindestens zwei Schraubenbolzen (Abb. 162*f*), die aber einen entsprechenden Abstand  $a$  erhalten müssen.

Der Geländerholm ist ein oben abgerundeter oder in Form einer Handleiste ausgebildeter Balken, er wird mit den Zapfen der Geländerpfosten verbolzt oder mit diesen durch Winkelbänder verbunden.

Die Füllung besteht bei ganz einfachen Geländern aus einem oder zwei horizontalen Stäben mit quadratischem über Eck gestellten Querschnitte, welche in die Geländerpfosten eingezapft sind; bei Gerüsten und ähnlichen einfachen Bauten auch nur aus seitlich angeagelten Latten.

Eine Füllung in Form von Andreaskreuzen sichert dem Geländer eine größere Längssteifigkeit, ist aber etwas teurer. Straßenbrücken mit frequenterem Verkehr erfordern einen dichteren Abschluß und gelangen alsdann reichere Geländerfüllungen zur Ausführung (Abb. 163).

Bezüglich der Dimensionierung sei angegeben: Freie Höhe der Geländer bis zur Riegeloberkante 1·10 *m*.

Die Entfernung der Geländerpfosten richtet sich

nach der Querschwellenausteilung und wird mit 1·6 bis 2·5 *m* bemessen; Stärke dieser Pfosten 12 bis 16 *cm*, Stärke der Brustriegel 14 bis 16 *cm*, Fußstreben 10/12 bis 14/16.

Das Geländer hat einer an dem Geländerholm angreifenden Kraft von 40 *kg* pro Meter Länge zu widerstehen und sind insbesondere die Befestigungsmittel danach zu bemessen.

Das Gewicht eines Holzgeländers von mittlerer Stärke nach Abb. 162 *a* kann mit 50 bis 60 *kg* pro Meter veranschlagt werden. Schwere Geländer wiegen bis 100 *kg* und darüber.

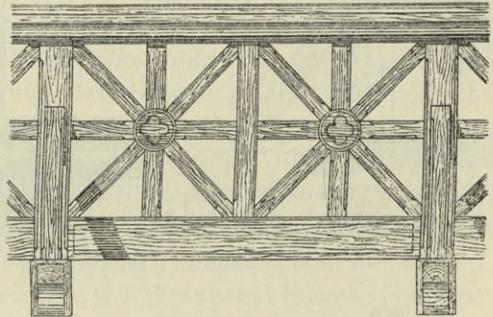


Abb. 163.

### III. Kapitel. Das Tragwerk der hölzernen Brücken.

Als Hauptträger von Holzbrücken kommen in Anwendung:

1. Einfache und verstärkte Balken,
2. zusammengesetzte Balken,
3. Sprengwerke und armierte Balken.
4. Fachwerks- und Gitterträger.

### § 17. Die einfachen hölzernen Balkenbrücken.

Diese haben als Hauptträger auf Stützen gelagerte Holzbalken, die als Brückenbalken, Streckbäume oder Ensbäume bezeichnet werden. Die am Rande liegenden Balken heißen Ortbalken. Es sind vom Splint befreite, kantige Hölzer zu verwenden; zu Brückentragwerken von vorübergehender Dauer und wo das Aussehen nicht störend wirkt, können wohl auch kleine Baumwalzen am Zopfende des Stammes zugelassen werden. In manchen Fällen gelangen bei Gerüstungen oder sehr einfachen Straßenbrücken, wenn Schnittholz nicht leicht zu beschaffen ist und man die Kosten des Beschlagens ersparen will, auch Rundstämme zur Anwendung, die bloß an der oberen Fläche und am Auflager beschlagen werden.

Bei Straßenbrücken werden die Tragbalken im Abstände von 0·8 bis 1 *m* voneinander gelegt. Bei breiteren Brücken ist es von Vorteil, die mittleren Balken näher zu legen; es können die Streuhölzer dort gestoßen werden, und es ist eine Reparatur der Brücke dann möglich, ohne den Verkehr vollständig zu unterbrechen.

Bei Eisenbahnbrücken werden je nach der Spannweite 2 oder mehrere Balken unter einem Geleise angeordnet.

Bei Anordnung von 2 Tragbalken legt man dieselben so weit außerhalb des Geleises, daß keine Kollision zwischen den Befestigungsmitteln der Schiene und der Schwelle eintritt. Dies wird der Fall sein, wenn die Balkenachse etwa um 15 *cm* vom Schienenmittel absteht.

Bei größeren Stützweiten werden 3, 4 oder 6 Balken unter dem Geleise angeordnet. Drei Balken sind so zu legen, daß sie möglichst gleichen Druck aufnehmen, wobei die Querschwelle als ein kontinuierlicher Träger auf 3 Stützen anzusehen ist. Der Druck auf die 3 Stützen wird ungefähr gleich groß, wenn die äußeren Stützpunkte um 1·37 *w* oder rund um 1·4 *w* (*w* = Spurweite) abstehen (siehe S. 131). Die äußeren Stützpunkte kann man in einem Abstände von ca. 5 *cm* vom inneren Balkenrande annehmen (Abb. 157).

Bei 4 oder 6 Tragbalken legt man dieselben paarweise oder zu dreien unter jeden Schienenstrang (siehe Abb. 158).

Die stärksten Balken, die im allgemeinen zur Verfügung stehen, haben im Querschnitt 35 bis 45 *m* Höhe und 30 bis 35 *cm* Breite. Unter Zugrundelegung solcher Dimensionen erfordern Brücken in Hauptbahnen

bei Spannweiten bis 3 <i>m</i> . . . . .	2 Balken
„ „ „ 3·9 <i>m</i> . . . . .	3 „

bei Spannweiten bis 4·5 m . . . . . 4 Balken

„ „ „ 6·0 m . . . . . 6 „

Die Auflagerung der Balken erfolgt an den Enden auf hölzernen Jochen oder auf gemauerten Widerlagern. Hölzerne Endjocher werden nur für provisorische Brücken Verwendung finden. Solche von mehr definitivem Charakter erhalten gemauerte Widerlager.

Den oberen Abschluß der hölzernen Jocher bildet eine Schwelle, Jochschwelle, Holm oder Kappholz genannt, welche auf den Joch-

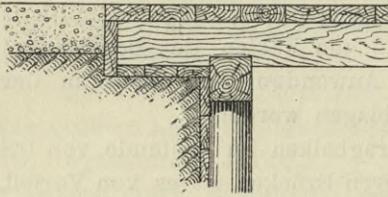


Abb. 164.

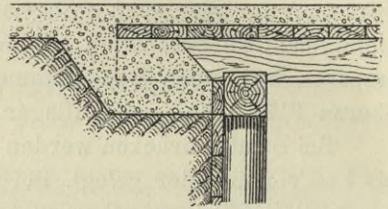


Abb. 165.

ständern oder eingerammten Rundpfählen aufliegt. Auf dieser Jochschwelle werden die Brückenbalken aufgelagert. Es empfiehlt sich an der Auflagerstelle Tragbalken und Jochholm je um 2 bis 3 cm einzuschneiden, um Längs- und Querverschiebungen zu verhindern.

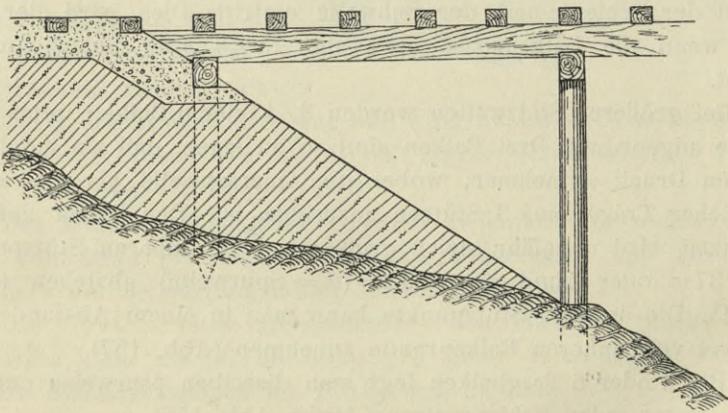


Abb. 166.

Schließt das Endjoch gegen das Erdreich ab, so ist dasselbe als Bohlenwand auszubilden. Die an die feuchte Erde angrenzenden Bohlen haben aber keinen langen Bestand. Die Balkenköpfe werden dann entweder ebenfalls mit einer lärchenen Bohle gegen das Erdreich isoliert oder in eine Steinschüttung gebettet (Abb. 164, 165).

Die Bohlwände entfallen, wenn man das Endjoch frei stellt und die Balken bis zur Dammschüttung reichen läßt. Diese Anordnung ergibt sich bei Gerüstbrücken oder Provisorien, die bei Dammrissen rasch die Wiederaufnahme des Verkehrs ermöglichen sollen. Bei größerer Länge des überragenden Balkenendes wird dieses auf eine Schwelle, die eventuell durch eine in die Dammschüttung getriebene Pilotenreihe gestützt wird, aufgelagert (Abb. 166).

Bei gemauerten Widerlagern erfolgt die Auflagerung unter Vermittlung der sogenannten Mauerbank, d. i. einer Schwelle, die auf einem Mauerabsatz aufruhet und auf der die Tragbalken aufgekämmt sind (Abb. 167). Die Breite der Mauer Schwelle ist so zu bemessen, daß der Druck in der Auflagerfläche der Tragbalken 10 bis 15  $kg/cm^2$  nicht übersteigt.

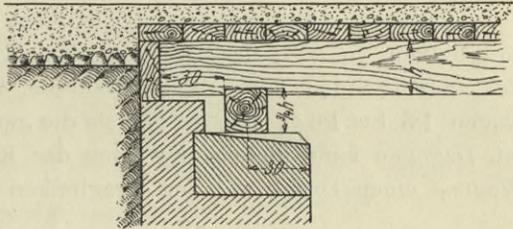


Abb. 167.

Die Unterlage der Mauerbank bildet gewöhnlich eine Schicht von Quadern oder wenigstens rauh bearbeiteten Steinen von 30 bis 40  $cm$  Höhe; um die Mauer Schwelle möglichst trocken zu halten, gibt man der oberen Fläche der Mauer eine Neigung und läßt die Mauer Schwelle nur an einzelnen Stellen auf überhöhten Steinen aufruhem.

Die Köpfe der Tragbalken sind gegen das Erdreich durch einen Pfosten aus

Lärchenholz abzuschließen. Bei genügend breiter Mauerkrone wird man aber besser hinter den Balken zum Abschluß eine Mauerung (Schotterabschlußmauer) aufführen (Abb. 168).

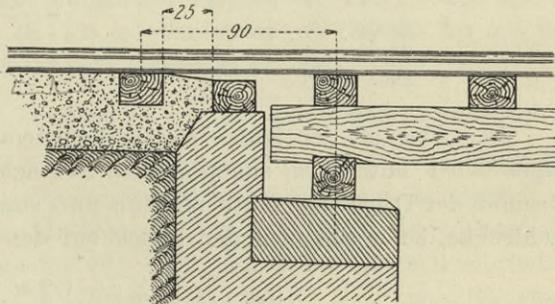


Abb. 168.

Bei älteren Ausführungen von Eisenbahnbrücken bildet diese Schotterabschlußmauer auch das Auflager für eine den Schienenstrang tragende Querschwelle, eine Anordnung, welche sich wegen der starken Stoßwirkungen der Fahrzeuge, die den Mauerverband zerrütteln, nicht günstig erwiesen hat. Man zieht es daher jetzt vor, die letzte Querschwelle vor der Brücke noch in Schotter zu betten, muß aber

dann den Schotterabschluß durch die Mauer (eventuell armierte Betonmauer oder aufgesetztes [-Eisen]) so schmal machen, daß der Querschwellenabstand an der Übergangsstelle das Größtmaß von 90 cm nicht überschreitet.

### Berechnung der Tragbalken.

Als Verkehrslast kommen bei Straßenbrücken die größten Achsdrücke, herrührend von Wagen oder Straßenwalzen, bei Eisenbahnbrücken die Achsdrücke der Lokomotive als Einzellasten in Betracht.

Stellt man bei einer Straßenbrücke ein Wagenrad über einen Tragbalken, so wird das zweite Rad sich gewöhnlich bereits jenseits des angrenzenden Tragbalkens befinden, da die Spurweite der Lastwagen 1·5 bis 1·6 m, also größer als die gewöhnliche Trägerentfernung ist. Dagegen kann gleichzeitig noch das Rad eines nebenanstehenden Wagens einen Druck auf den Tragbalken hervorbringen.

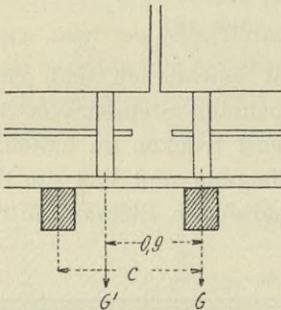


Abb. 169.

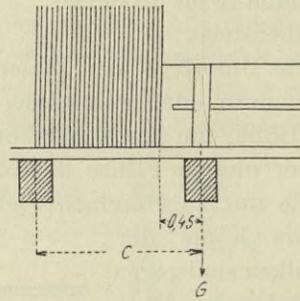


Abb. 170.

Der Abstand der Räder zweier nebeneinander stehenden Lastwagen wird mit 0·9 m angenommen. Bezeichnet (Abb. 169)  $c$  den Abstand der Träger von Mitte zu Mitte und sind  $G$  und  $G'$  die beiden Raddrücke, so ergibt sich der Druck auf den Tragbalken  $A$

$$D = G + G' \frac{c - 0,9 m}{c}$$

Hat jedoch der zweite Wagen keinen Platz mehr, so ist der Raum neben dem Rade mit Menschengedränge zu belasten. Ist  $p$  diese Belastung pro  $1 m^2$ , so entfällt auf den Tragbalken  $A$  nebst dem Druck der Wagenräder noch eine gleichmäßig verteilte Belastung  $p'$

$$p' = \frac{p(c - 0,45)^2}{2c}$$

Die Wirkung dieser Belastung  $p'$  ist gegenüber jener der Radrücke aber gewöhnlich so gering, daß davon auch abgesehen werden kann. In der Längsrichtung der Brücke sind die Wagen hintereinander zu stellen. Bei den gewöhnlichen Spannweiten dieser kleinen Holzbrücken wird bloß ein Wagen oder auch nur eine Achse auf der Brücke stehen.

Bei Untersuchung der Wirkung einer Straßenwalze stelle man, falls beide Achsen derselben in der Brückenspannweite Platz finden, die Walze derart schräg (Abb. 171), daß die Mitten der Vorder- und einer Hinterwalze über einen Träger zu stehen kommen. Ist  $G$  die Belastung einer Walze von der Breite  $b$ , so kommt bei dem Trägerabstande  $c$  auf den Träger ein Druck  $D = G \left(1 - \frac{b}{4c}\right)$ . Der Straßenwalze nach

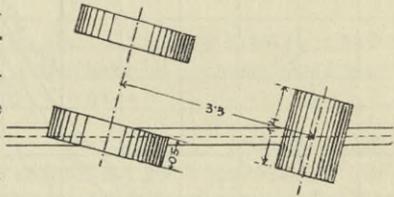


Abb. 171.

Abb. 35 würde sonach bei einem Trägerabstande  $c = 1.0\text{ m}$  in der Vorderwalze ein Druck von  $D_1 = 8 \left(1 - \frac{1.4}{4}\right) = 5.2\text{ t}$ , in der Hinterwalze von  $D_2 = 5 \left(1 - \frac{0.5}{4}\right) = 4.37\text{ t}$  entsprechen.

Es genügt für die Dimensionierung der Tragbalken die Ermittlung des absolut größten Momentes, welches für zwei mobile Einzelasten nach Formel 5) (S. 73) zu berechnen ist. Dieses ist um das vom Eigengewicht herrührende Moment zu vergrößern, wofür annähernd jenes in der Trägermitte  $= \frac{1}{8} g l^2$  genommen werden kann.

In Abb. 172 wurden unter Zugrundelegung der österreichischen Belastungsvorschrift für Straßenbrücken und für einen Balkenabstand von  $90\text{ cm}$  bis  $1.0\text{ m}$  die Größtwerte der auf einen Tragbalken einwirkenden Biegemomente für die bei einfachen Holzbalkenbrücken in Betracht kommenden Spannweiten dargestellt. Trägt man für einen angenommenen Balkenquerschnitt dessen Tragmoment  $\frac{1}{6} b h^2 s$  als Ordinate in das Schaubild ein, so kann leicht jene Spannweitengrenze entnommen werden, bis zu welcher für eine bestimmte Brückenkategorie dieser Balkenquerschnitt noch ausreicht. In der Abbildung sind die Tragmomente der Balken  $35 \times 40\text{ cm}$  und  $30 \times 30\text{ cm}$  für  $s = 100\text{ kg/cm}^2$  eingezeichnet.

Das Eigengewicht der Brücke setzt sich aus dem Gewichte der Fahrbahnkonstruktion und jenem der Tragbalken zusammen. Ersteres

kann für eine Straßenbrücke auf Grund des Projektes berechnet, für Eisenbahnbrücken nach den obigen Angaben (S. 134) angenommen werden; letzteres muß schätzungsweise veranschlagt werden. Hiefür

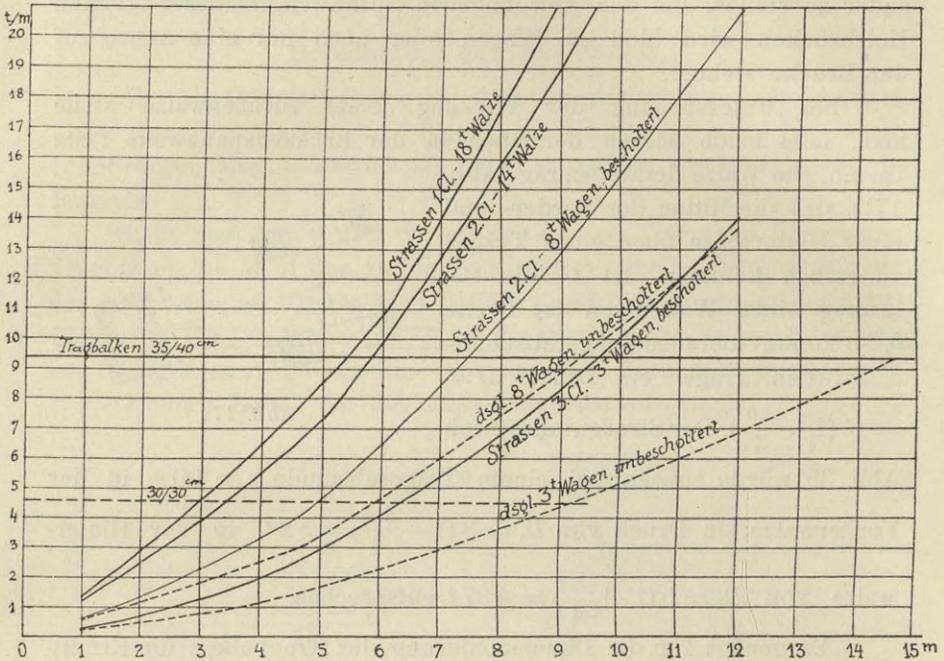


Abb. 172.

dienen die nachstehenden Angaben, denen eine zulässige Inanspruchnahme von  $s = 100 \text{ kg/cm}^2$  und ein spezifisches Gewicht des Holzes von  $0.9$  zugrunde gelegt wurde.

### Eisenbahnbrücken

Gewicht der Tragbalken pro Meter Geleise in Kilogramm.

wenn Höhe der Tragbalken	$h = 30 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$
für Hauptbahnen (Belastungsnorm I)	$g' = 54 l + 19.8 l^2$ ausreichend bis $l = 3.8 \text{ m}$	$g' = 40 l + 14.8 l^2$ bis $l = 5.5 \text{ m}$
für Nebenbahnen (Belastungsnorm II)	$g' = 48 l + 15 l^2$ ausreichend bis $l = 4.2 \text{ m}$	$g' = 35 l + 11 l^2$ bis $l = 7.0 \text{ m}$
für Schmalspur $1 \text{ m}$ (Belastungsnorm III)	$g' = 27 l + 16.2 l^2$ ausreichend bis $l = 5.2 \text{ m}$	$g' = 20 l + 10.8 l^2$ bis $l = 7.7 \text{ m}$

### Straßenbrücken

Gewicht der Tragbalken pro  $1 m^2$  Fahrbahnfläche in Kilogramm.

wenn Höhe der Tragbalken		$h = 30 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$
Straßen I. Klasse, beschotterte Fahr- bahn, Belastung durch 18 t Straßen- walze		$g' = 25 l + 1.8 l^2$ ausreichend bis $l = 3.0 \text{ m}$	$g' = 18.8 l + 1.35 l^2$ ausreichend bis $l = 5.4 \text{ m}$
Straßen II. Klasse	beschotterte Fahrbahn, Belastung durch 14 t Straßenwalze	$g' = 21 l + 1.6 l^2$ ausreichend bis $l = 3.5 \text{ m}$	$g' = 15.8 l + 1.2 l^2$ ausreichend bis $l = 5.8 \text{ m}$
	beschotterte Fahrbahn, Belastung bloß durch 8 t Wagen	$g' = 10 l + 1.6 l^2$ ausreichend bis $l = 5.0 \text{ m}$	$g' = 5.6 l + 1.74 l^2$ ausreichend bis $l = 7.5 \text{ m}$
	Fahrbohlenbelag ohne Beschotterung, Belastung bloß durch 8 t Wagen	$g' = 9 l + l^2$ ausreichend bis $l = 5.8 \text{ m}$	$g' = 5.5 l + l^2$ ausreichend bis $l = 9.3 \text{ m}$
Straßen III. Klasse	beschotterte Fahrbahn, Belastung durch 3 t Wagen	$g' = 3.8 l + 1.6 l^2$ ausreichend bis $l = 6.3 \text{ m}$	$g' = 2.85 l + 1.2 l^2$ ausreichend bis $l = 9.5 \text{ m}$
	Fahrbohlenbelag ohne Beschotterung, Belastung durch 3 t Wagen	$g' = 3.8 l + 0.6 l^2$ ausreichend bis $l = 9 \text{ m}$	$g' = 2.85 l + 0.45 l^2$ ausreichend bis $l = 14.5 \text{ m}$

Es wurden bei dieser Aufstellung für Eisenbahnbrücken mit Vollspur pro Geleise 2 bis 6 Tragbalken, bei Schmalspur 2 bis 4 Tragbalken angenommen und bei den Straßenbrücken ein Abstand der Tragbalken von rund 90 cm vorausgesetzt.

Die obigen Gewichtszahlen können auch zur überschlägigen Angabe des Holzbedarfes für die Träger solcher Balkenbrücken benutzt werden, indem man setzt: Holzmenge in Kubikmeter =  $= g' : 900$ .

#### § 18. Auflagerung mittels Sattelhölzern.

Sehr häufig ordnet man an den Auflagern über den Zwischenstützen sogenannte Sättel an; es sind dies kurze Balkenstücke, welche auf die Jochholme aufgelegt sind und die Enden der Tragbalken unterstützen (Abb. 173).

Man erreicht durch sie folgende Vorteile:

1. Bessere Auflagerung der über den Zwischenjochen gestoßenen Balken. Bei Weglassung des Sattels könnte die Auflagerung auf der einfachen Jochschwelle nur so bewerkstelligt werden, daß die Trag-

balken der beiderseitigen Öffnungen gegeneinander verschoben aufgelegt werden (Abb. 174).

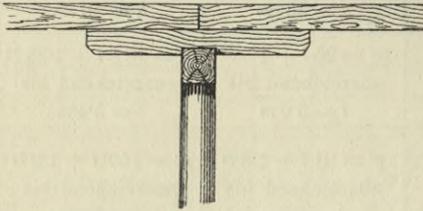


Abb. 173.

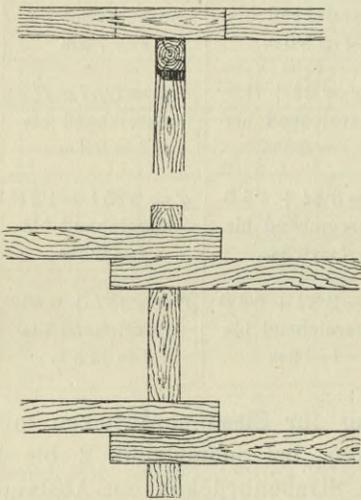


Abb. 174.

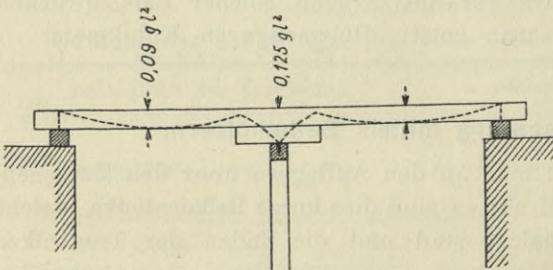


Abb. 175.

2. Bis zu einem gewissen Grade eine Verminderung der Stützweite und dadurch etwas günstigere Beanspruchung der Tragbalken.

Auch bei kontinuierlich über den Zwischenstützen durchgehenden Balken ist die Anordnung von Sattelhölzern von Vorteil, da hierdurch der Tragbalken an jenen Stellen, wo die größten Momente auftreten, eine Verstärkung erhält. Bei einem Träger über zweigleichen Feldern ist nämlich, wenn  $q = g + p$  die Summe aus Eigengewicht und Verkehrslast bezeichnet, das Moment über der Mittelstütze

$$= -\frac{1}{8} q l^2, \text{ das positive Moment}$$

im Felde annähernd  $0,09 q l^2$ . Bei einem Träger über drei Felder sind die bezüglichen angenäherten Momentenwerte  $-0,12 q l^2$  und  $0,08 q l^2$ . Bei Anordnung von Sattelhölzern braucht sonach der Tragbalken nur nach dem kleineren positiven Moment berechnet

zu werden, wogegen

an den Zwischenstützen das Sattelholz die zur Aufnahme des Stützenmomentes notwendige Querschnittsverstärkung liefert (Abb. 175). Hierzu

würde eine Höhe des Sattelholzes  $h' = 0,7 h$ , d. i. 0,7 der Balken-

höhe ausreichen, wobei auf keine weitere Verbindung als mittels Schraubenbolzen gerechnet ist. Gewöhnlich wird aber der Sattel

mit dem Tragbalken durch Verzahnung oder durch Dübbeleinlagen verbunden (Abb. 176).

a) Die Balken sind an den Stützen unterbrochen und auf Sattelhölzer gelagert. Wir nehmen zunächst das Sattelholz mit den Balken nicht verbunden an.

Dann wird bei voller Belastung der beiderseitigen Öffnungen der größte Druck auf den Sattel übertragen, wobei sich gleichzeitig die Enden der Tragbalken vom Sattel etwas abheben und ihr Stützpunkt an das vordere Ende des Sattels rückt (Abb. 177).

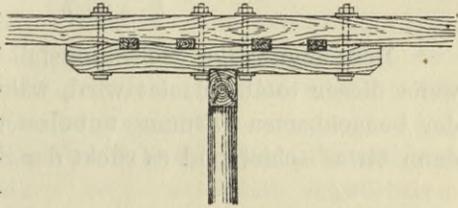


Abb. 176.

Ist  $D$  der größte Stützdruck eines Tragbalkens einer Öffnung (bei gleichmäßig verteilter Belastung  $= \frac{1}{2} q l$ ), so wird bei der Länge  $a$  des Sattels das größte auf diesen einwirkende Moment  $= D a$ .

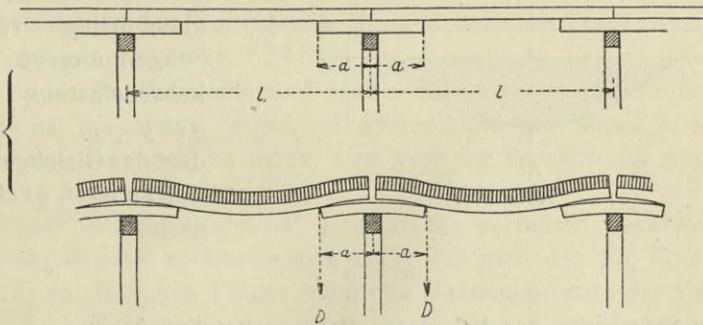


Abb. 177.

Bezeichnet  $b_1$  und  $h_1$  Breite und Höhe des Sattelholzes,  $s$  die gewählte Inanspruchnahme, so ist

$$D \cdot a = \frac{1}{6} b_1 h_1^2 s$$

und

$$h_1 = \sqrt{\frac{6 D a}{b_1 s}} \quad (1)$$

Gewöhnlich wird  $b_1$  gleich der Breite  $b$  des Tragbalkens gewählt. Die Länge  $a$  des Sattelholzes ist nur so groß zu nehmen, als es der weitesten Verschiebung des Stützpunktes der Tragbalken bei Voll-

belastung entspricht. Eine größere Länge bietet keinen Nutzen. Sind Tragbalken und Sattelholz ungefähr gleich hoch, so ergibt dies etwa  $a = \frac{1}{8} l$ ; für höhere Tragbalken wäre  $a$  kleiner zu nehmen, so für

$$\begin{aligned} h &= 1.3 h_1 \quad \dots \quad a = 0.1 l \\ h &= 2 h_1 \quad \dots \quad a = 0.07 l \end{aligned}$$

Der ungünstige Belastungsfall für den Tragbalken tritt ein, wenn dieser total belastet wird, während der anstoßende Tragbalken der benachbarten Öffnung unbelastet ist. Das Sattelholz stellt sich dann etwas schief und es rückt der Stützpunkt des belasteten Balkens näher zu der Jochachse, während der unbelastete Balken am Ende des Sattels aufliegt.

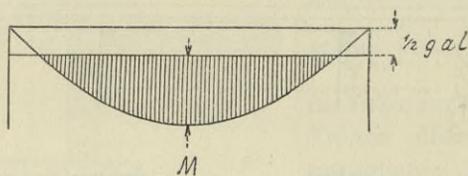
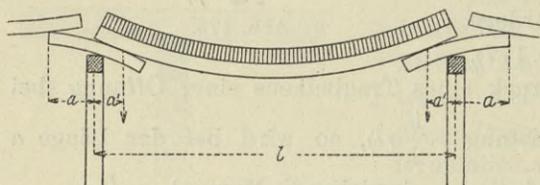


Abb. 178.

Bezeichnet (Abb. 178)  $g$  das Eigengewicht pro Meter,  $p$  die gleichmäßig verteilt angenommene Verkehrsbelastung und  $q = g + p$ , so erfordert das Gleichgewicht  $\frac{1}{2} g l a = \frac{1}{2} q l a'$  wonach

$$a' = a \frac{g}{q}$$

Die Stützweite des belasteten Balkens beträgt daher

$$l' = l - 2 a' = l - 2 a \frac{g}{q}$$

und es ergibt sich das größte Moment  $M$  in der Mitte:

$$M = \frac{1}{2} q l \frac{l'}{2} - \frac{1}{2} q \frac{l^2}{4} = \frac{1}{4} q l \left( l' - \frac{l}{2} \right) = \frac{1}{8} (g + p) l^2 - \frac{1}{2} g l a$$

Ist die Verkehrslast nicht gleichmäßig verteilt, sondern als ein Zug von Einzellasten anzunehmen, und bezeichnet  $M_p$  das für die Stützweite  $l$  ermittelte Maximalmoment dieser Lasten, so hat man in analoger Weise zu setzen:

$$M = \frac{1}{8} g l^2 + M_p - \frac{1}{2} g l a \quad \dots \quad (2)$$

Es ist sonach von den Maximalmomenten, die sich ohne Sattelholz für die ganze Stützweite  $l$  ergeben würden, das Moment  $\frac{1}{2} g a l$  abzuziehen.

Die Ersparnis in den Trägern, die sich bei dieser Anordnung herausstellt, ist hiernach nicht sehr bedeutend. Der wesentliche Vorteil der Sattelhölzer bei nicht durchgehenden Balken liegt in der besseren Auflagerung, die damit auf den Jochschwelen erzielt wird.

b) Die Balken sind über mehrere Stützen durchgehend.

Kontinuierliche Balken ohne Verstärkung durch Sattelhölzer würden gegenüber einzelnen Balken keine wesentlich schwächeren Dimensionen zulassen, also kein Ersparnis ergeben. Der einzige Vorteil wäre die etwas geringere Durchbiegung und die bessere Auflagerung auf den Zwischenjochen. Bei Anordnung von Sattelhölzern läßt sich jedoch hier eine wirksame Verminderung des auf die Tragbalken angreifenden Momentes erreichen.

Die Tragbalken sind dann bloß für das größte positive Moment in der Feldermittle zu berechnen. Für das noch größere, an den Zwischenstützen auftretende Moment ist der Tragbalken durch das Sattelholz verstärkt.

Die Maximalmomente sind nach der Theorie des kontinuierlichen Trägers zu berechnen, wobei es ausreichend ist, einen konstanten Querschnitt zugrunde zu legen, also von der Verstärkung durch das Sattelholz abzusehen.

Unter Einführung einer gleichmäßig verteilten Verkehrslast  $p$ , deren Größe man so bestimmen kann, daß man das für Einzellasten und für den einfachen Träger ermittelte Maximalmoment der Verkehrsbelastung  $M_p = \frac{1}{8} p l^2$  setzt, werden folgende Größtwerte der Momente des kontinuierlichen Trägers erhalten:

bei drei Feldern

und dem Verhältnis . . .	$\frac{p}{g} =$	10	5	4	3	2
Moment in Feldmitte . . .	$M =$	0·0868	0·0839	0·0826	0·0811	0·0773 $q \lambda^2$
Moment über der Stütze —	$M_1 =$	0·1205	0·1193	0·1189	0·1181	0·1169 $q \lambda^2$

bei vier Feldern

und dem Verhältnis . . .	$\frac{p}{g} =$	10	5	4	3	2
Moment in Feldmitte . . .	$M =$	0·0858	0·0828	0·0814	0·0794	0·0760 $q \lambda^2$
Moment über der Stütze —	$M_1 =$	0·1228	0·1207	0·1198	0·1185	0·1162 $q \lambda^2$

Hierin bezeichnet  $q = g + p$  die Summe aus Eigengewicht und Verkehrslast,  $\lambda$  die Öffnungsweite, die sich bei gleicher Teilung der Gesamtlänge ergeben würde, und es ist ferner bei der Spannweite  $l_1$  eines Endfeldes und  $l$  eines mittleren Feldes ein Verhältnis  $l_1 : l = 5 : 6$  zugrunde gelegt.

Mit Rücksicht auf die ungenaue Höhenlage und allfällige Senkung der Stützen ist es jedoch angezeigt, mit etwas vergrößerten Momentenwerten zu rechnen, und zwar nach Winkler mit den Durchschnittswerten

$$\left. \begin{aligned} M &= 0.097 q \lambda^2 \\ M_1 &= -0.135 q \lambda^2 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

Die Dimensionen des Tragbalkenquerschnitts bestimmen sich dann aus  $M = \frac{1}{6} b h^2 s$ .

Das Sattelholz dagegen ist so zu berechnen, daß es zusammen mit dem Tragbalken das Moment  $M_1$  aufnimmt. Da die Verbindung keine derartige ist, daß die Schubkräfte in ausreichendem Maße übertragen werden können, so sind die Trägheitsmomente beider Teile bloß zu summieren.

Bezeichnet  $h$  die Höhe des Tragbalkens,  $h_1$  jene des gleich breiten Sattelholzes, so kommt auf letzteres das Moment

$$M'_1 = \frac{h_1^3}{h^3 + h_1^3} M_1$$

auf den Tragbalken dagegen das Moment:

$$M''_1 = \frac{h^3}{h^3 + h_1^3} M_1.$$

Soll in dem Tragbalken an der Zwischenstütze keine größere Beanspruchung auftreten als in der Feldmitte, so wäre  $M''_1 = M$  zu setzen, also  $\frac{h^3}{h^3 + h_1^3} M_1 = M$ , woraus  $\frac{h_1^3}{h^3} = \frac{M_1}{M} - 1$  oder mit den obigen Näherungswerten  $M_1 = 1.4 M$  weiter folgt:  $\frac{h_1^3}{h^3} = 0.4$ ,

$$h_1 = 0.74 h \dots \dots \dots (4)$$

Die Inanspruchnahme  $s_1$  des Sattelholzes rechnet sich aus

$$\frac{1}{6} b h_1^2 s_1 = \frac{h_1^3}{h^3 + h_1^3} M_1 = \frac{h_1^3}{h^3} M,$$

was in Verbindung mit der Gleichung  $\frac{1}{6} b h^2 s = M$  ergibt:

$$\frac{s_1}{s} = \frac{h_1}{h} = 0.74.$$

Die Inanspruchnahme des Sattels ist sonach  $0.74 \times$  Inanspruchnahme des Tragbalkens.

Wollte man bei über den Zwischenstützen gestoßenen Tragbalken die Wirkung eines kontinuierlichen Trägers erzielen, so müßte zunächst das Sattelholz für sich allein stark genug sein, um das Stützenmoment aufzunehmen. Man hätte demnach zu setzen:

$$\frac{1}{6} b h_1^2 s = M_1$$

also

$$\frac{h_1^2}{h^2} = \frac{M_1}{M} = 1.4$$

oder

$$h_1 = 1.2 h.$$

Abgesehen aber davon, daß sich diese Höhe mit einem einfachen Balken als Sattelholz in der Regel nicht mehr erreichen läßt, man sonach doppelte Sättel anordnen müßte (Abb. 179), wird eine mit dem kontinuierlichen Träger vollkommen übereinstimmende Wirkung aus dem Grunde nicht zu erzielen sein, weil die Schubkräfte zwischen Tragbalken und Sattel nicht voll aufgenommen werden. Das Stützenmoment wird daher, wenn man überdies die Lockerung der Befestigungsschrauben in Betracht zieht, keinen viel größeren Wert als

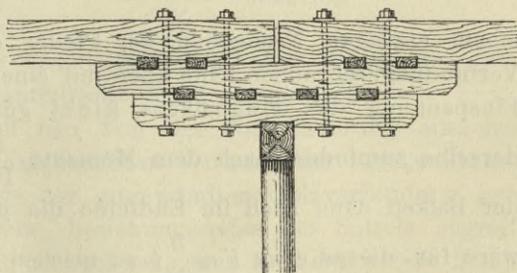


Abb. 179.

$$M_1 = D a = \frac{1}{2} q l a$$

annehmen können, so daß die oben angegebene Berechnungsweise für über den Stützen getrennte Einzelbalken in Anwendung zu kommen hat.

§ 19. Sattelhölzer mit Kopfstreben.

Die Wirkung der Sattelhölzer wird durch Anbringung von Kopfstreben wesentlich erhöht, weil dadurch eine Verdrehung des Sattelholzes verhindert wird. Diese Anordnung wird daher gerne gewählt, wenn sie überhaupt möglich ist, d. h. wenn der unterhalb der Brücke frei zu haltende Raum ihre Anwendung gestattet.

Ist hier der Tragbalken mit dem Sattelholz fest verschraubt und letzteres auch stark genug, um das Einspannungsmoment aufzunehmen, ohne sich von der Jochschwelle abzuheben, so könnte der Tragbalken eines Mittelfeldes als horizontal eingespannt angesehen werden. Günstigstenfalls wäre derselbe dann für eine gleichmäßig verteilte Belastung  $q$  nach dem größten Momente  $\frac{1}{12} q l^2$  zu berechnen. Wegen der Biegung des Sattelholzes (Abb. 180) in Verbindung mit

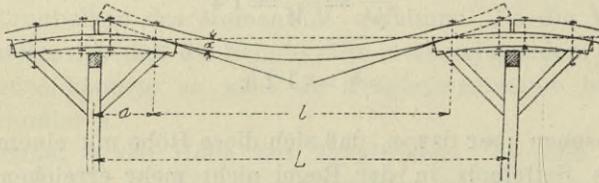


Abb. 180.

einem etwaigen Nachgeben der Pfeiler oder einer Lockerung der Verbindungsschrauben kann aber mit einer vollkommen horizontalen Einspannung des Tragbalkens nicht gerechnet werden und wäre derselbe zumindest nach dem Momente  $\frac{1}{10} q l^2$  zu dimensionieren. Soll der Balken dann auch im Endfelde die gleiche Stärke erhalten, so wäre für dieses etwa  $l' = \frac{5}{6} l$  zu machen (Abb. 181).

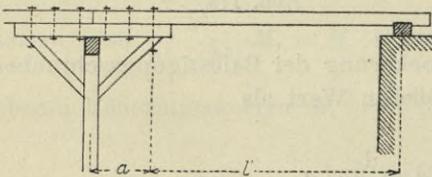


Abb. 181.

Es dürfte aber im Interesse größerer Sicherheit gelegen sein, die Balken überhaupt nicht als eingespannt zu betrachten, sondern als frei aufliegend mit der Stützweite  $l$  zu berechnen. Man macht sich dadurch auch von

allfälligen Mängeln der Ausführung unabhängig.

Ist  $g$  die Eigengewichtslast pro  $1 m$  des Tragbalkens und bezeichnet  $M_p$  das von der Verkehrslast herrührende Maximalmoment

für die Stützweite  $l$ , so ist das größte auf den Tragbalken einwirkende Moment

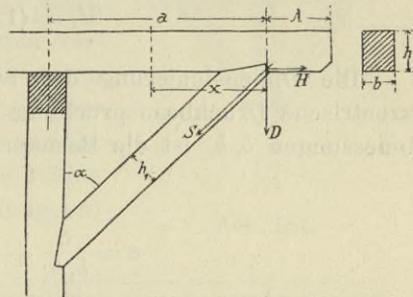
$$M = M_p + \frac{1}{8} g l^2 - \frac{1}{2} g a^2 \quad . . . \quad (5)$$

Hierin ist  $l$  die zwischen den Kopfstreben gemessene Stützweite.

Die Länge  $a$  des Sattels kann hier zweckmäßig größer als  $\frac{1}{8} L$  gewählt werden; man macht  $a = 0.15 L$  bis  $0.2 L$ .

Der ungünstigste Belastungsfall für Sattel und Kopfstrebe ist jener, welcher am Sattelkopfe den größten Druck hervorruft, also Vollbelastung der Öffnungsweite  $L$ , wobei die schwersten Lasten über den Sattel zu stellen sind.

Dieser Druck  $D$  müßte ganz von der Strebe aufgenommen werden, wenn der Sattel selbst gar keinen Biegungswiderstand leisten würde und es wäre dann bei dem Strebenneigungswinkel  $\alpha$  die in Richtung der Strebe wirkende Kraft (Abb. 182)



$$S = D \cdot \sec \alpha$$

Abb. 182.

Durch die Tragkraft des Sattels wird aber die Strebe etwas entlastet und die auf sie entfallende Kraft vermindert.

Die Berechnung muß hier von der Formänderung ausgehen. Es ist hierbei mit einer exzentrischen Wirkung der Strebenkraft  $S$  zu rechnen, welche zufolge der angewandten Holzverbindung nahe an der Unterseite der Strebe, beziehungsweise des Sattels angreift, und die wir, um ungünstig zu rechnen, ganz in diese untere Seitenfläche der Balken verlegen. Das auf einen Querschnitt des Sattels von der Höhe  $h$  wirkende Moment ist dann  $M = (D - S \cos \alpha) x - S \sin \alpha \frac{h}{2}$ , wogegen auf die Strebe von der Höhe  $h_1$  und der Breite  $b_1$

ein Moment  $M = S \frac{h_1}{2}$  und eine Axialkraft  $N = S$  einwirkt. Stellt man hiermit unter Vernachlässigung der Wirkung der Axialkräfte den Ausdruck für die Formänderungsarbeit des Sattels und der Strebe auf nach:

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2} \int \frac{M^2}{E J} dx$$

und setzt  $\frac{\partial \mathcal{A}}{\partial S} = 0$

so berechnet sich daraus

$$S = \frac{2(4 + 3\frac{h}{a} \operatorname{tg} \alpha)}{\left(2 + \frac{h}{a} \operatorname{tg} \alpha\right)^3 + 6\frac{b}{b_1} \frac{h^3}{a^2 h_1} \frac{\sec^2 \alpha}{\sin \alpha}} \cdot D \sec \alpha = \mu D \sec \alpha \dots (6)$$

Das auf den Sattel entfallende größte Biegemoment wird damit

$$M_1 = (1 - \mu) D a - \mu D \frac{h}{2} \operatorname{tg} \alpha$$

oder angenähert

$$M_1 = (1 - \mu) D a \dots (7)$$

Die Dimensionierung der Strebe hat mit Rücksicht auf die exzentrische Druckbeanspruchung zu erfolgen. Bei den Querschnittsabmessungen  $b_1 h_1$  ist die Beanspruchung  $\sigma$

$$\sigma = \frac{S}{b_1 h_1} + \frac{S \frac{h_1}{2}}{\frac{1}{6} b_1 h_1^2} = \frac{4S}{b_1 h_1} \dots (8)$$

Der Querschnitt des Sattels folgt mit der zulässigen Beanspruchung  $s$  aus

$$\frac{1}{6} b h^2 = \frac{M_1}{s} \dots (9)$$

Die Länge  $\lambda$ , um die das Sattelholz noch über die Einlassung der Kopfstrebe zu verlängern ist, ergibt sich mit Berücksichtigung der Scherfestigkeit des Holzes. Bezeichnet  $s'$  die zulässige Scherinnanspruchnahme, die mit etwa  $10 \text{ kg/cm}^2$  anzunehmen ist, so ist

$$b \lambda s' = S \cdot \sin \alpha \text{ und } \lambda = \frac{S \sin \alpha}{b s'}$$

Man findet auch vor den Köpfen der Streben einen Unterzug durchgeführt, es wird aber dabei doch die Strebe in das Sattelholz eingelassen, um die zur Befestigung des Unterzuges dienenden Schrauben nicht zu sehr auf Biegung zu beanspruchen. Bei Anbringung solcher Unterzüge können die Kopfstreben auch nur unter einzelnen Balken angeordnet und die übrigen Balken durch den Unterzug unter-



Sättel 1.3 m, freie Stützweite zwischen den Köpfen der Sattelhölzer  $l = L - 2a = 6.5 - 2.6 = 3.9$  m.

Für diese Stützweite kann das Eigengewicht einer eingelegigen Hauptbahnbrücke nach den Angaben auf S. 142 mit  $g = 600 + 40l + 15l^2 = 1000$  kg pro Meter angenommen werden.

Das Maximalmoment der Verkehrsbelastung nach Belastungsnorm I ergibt sich für die Stützweite  $l = 3.9$  m aus der Tabelle Ia (im Anhang) mit

$$M_p = 28.3 \text{ tm}$$

sonach wird das größte Moment für die Tragbalken nach Gleichung 5)

$$M = 28.3 + \frac{1}{8} 1.0 (l^2 - 4a^2) = 28.3 + 1.06 = 29.36 \text{ tm}$$

Bei Anordnung von 4 Tragbalken entfällt auf einen Balken ein Moment  $\frac{1}{4} 29.36 = 7.34$  tm. Der gewählte Balkenquerschnitt  $30 \times 38$  cm liefert ein Widerstandsmoment  $W = \frac{1}{6} 30 \cdot 38^2 = 7220$  cm<sup>3</sup>, so daß die Inanspruchnahme  $s = \frac{M}{W} = \frac{734000}{7220} = 102$  kg/cm<sup>2</sup> wird, was für ein Provisorium noch zulässig ist.

Eine Lokomotive, welche mit einer Achse über dem Kopfende der Strebe steht, erzeugt daselbst einen Druck von  $16 \left( 1 + \frac{2.5 + 1.1}{3.9} \right) = 30.77$  t

$$\text{hierzu kommt vom Eigengewicht } \frac{1}{2} g (l + a) = 2.60 \text{ t}$$

$$\text{daher Gesamtdruck } \dots \dots \dots = 33.37 \text{ t}$$

Der auf einen Balken entfallende größte Druck wird sonach

$$D = \frac{1}{4} 33.37 = 8.34 \text{ t}$$

Wir nehmen für den Sattel versuchsweise den Querschnitt  $30 \times 30$  cm, für die Strebe  $h_1 = 20$  cm,  $b_1 = 25$  cm und  $t g \alpha = 0.9$ .

Dann ist  $\sec \alpha = 1.345$ ,  $\frac{h}{a} t g \alpha = \frac{30}{130} 0.9 = 0.21$  und es rechnet sich nach Gleichung 6)

$$\mu = \frac{9.26}{2.21^3 + 6 \frac{0.3}{0.25} \frac{0.3^3}{1.3^2 \cdot 0.2} \frac{1.81}{0.67}} = 0.75$$

Auf den Sattel entfällt sonach nach Gleichung 7) das Moment

$$M_1 = (1 - \mu) D a = 0.25 \cdot 8.34 \cdot 1.3 = 2.71 \text{ tm}$$

und es beträgt für den gewählten Querschnitt mit dem Widerstandsmoment

$$W = \frac{1}{6} 30 \cdot 30^2 = 4500 \text{ die Inanspruchnahme}$$

$$s = \frac{271000}{4500} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

Die Strebekraft wird  $S = \mu D \sec \alpha = 0.75 \cdot 8.34 \cdot 1.345 = 8.41$  t, so daß bei dem Querschnitt der Strebe  $25 \times 30$  cm auf diese nur eine Inanspruchnahme von

$$\sigma = \frac{4 \cdot 8410}{750} = 45 \text{ kg/cm}^2$$

entfiele. Es würde demnach auch eine etwas schwächere Strebe genügen, doch würde dann die Biegebungsbeanspruchung des Sattelholzes erhöht werden.

## § 20. Brücken mit Trägern aus zusammengesetzten Holzbalken.

Wenn mit einfachen Balken von den stärksten erhältlichen Dimensionen das erforderliche Widerstandsmoment nicht mehr zu erzielen ist, so werden mehrere Balken zu einem Träger verbunden. Diese Konstruktion wird als zusammengesetzter Balken bezeichnet.

Aus der Formel für das Widerstandsmoment  $W = \frac{1}{6} b h^2$  ist ersichtlich, daß zur Erzielung großer Tragfähigkeit die Höhe des Balkens von besonderer Bedeutung ist, da das Widerstandsmoment, also das Tragvermögen im quadratischen Verhältnis zur Balkenhöhe zunimmt.

Natürlich genügt es aber dabei nicht, die Höhe des Trägers einfach durch Übereinanderlegen zweier oder mehrerer Balken zu vergrößern. In diesem Falle wäre der Effekt der gleiche, als wenn die Balken nebeneinander gelegt würden. Bei nicht verbundenen Balken liegt die neutrale Achse eines jeden Balkens in seiner Schwerachse, bei der Durchbiegung werden sich die Balken übereinander verschieben und die Widerstandsmomente der einzelnen Balken sind

einfach zu summieren (Abb. 186). Sollen die übereinander gelegten Balken wie ein einziger Balken von der Gesamthöhe wirken, so muß ihre gegenseitige Verschiebung bei der Durchbiegung verhindert werden, so daß sich eine gemeinsame neutrale Achse herausbildet (Abb. 187). Während sonach

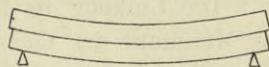


Abb. 186.

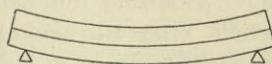


Abb. 187.

2 oder 3 unverbundene Balken nur das 2- oder 3fache Tragvermögen des Einzelbalkens haben, erhöht sich dasselbe bei vollkommener Verbindung auf das 4- oder 9fache. Allerdings ist eine solch vollkommene Verbindung nicht ausführbar; das Tragvermögen des zusammengesetzten Balkens erreicht demnach auch nicht ganz dasjenige des einheitlichen Balkens von gleicher Gesamthöhe.

Die Verbindung der Balken hat die zwischen ihnen auftretenden Schubkräfte aufzunehmen. Eine bloße Verschraubung wäre hierzu nicht ausreichend und würde nur einen geringen Wirkungsgrad ergeben. Man wendet eine Verzahnung, Verdübelung, Klotzeinlagen oder auch Eisenklammern an und unterscheidet danach den verzahnten Balken, den verdübelten Balken mit Längsdübeln oder

mit Querdübeln, den Klötzelholzträger und den verklammerten Balken.

Der verzahnte Balken (Abb. 188). Die Richtung, in der sich die Balken gegenseitig zu verschieben suchen, hängt vom Vorzeichen

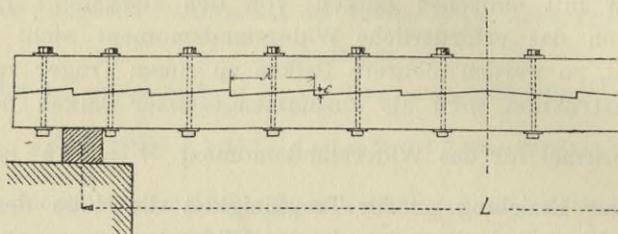


Abb. 188.

der Querkräfte ab. Da sich nun bekanntlich beim frei aufliegenden Träger in der Mitte eine Wechselstrecke für die Querkraft ergibt, so sollte an dieser Stelle die Verzahnung eigentlich nach beiden Richtungen hin wirksam sein. Dies ist natürlich nicht möglich, doch wird an diesen Stellen der nur geringen Schubkraft hinreichend durch die Reibung begegnet, welche durch Verschraubung der Balken hervorgerufen wird.

Die Umkehr in der Zahnrichtung legt man an jene Stelle, wo das Minimum der Querkraft auftritt; in dem Endfelde eines kontinuierlichen Trägers also in der Entfernung von ungefähr  $0,4l$  vom Ende. Zwischen die Zahnstirnen legt man bisweilen dünne Keile aus Eichen- oder Buchenholz oder Blechstreifen, um ein stärkeres Einpressen hintanzuhalten. Durch Verzahnung werden selten mehr als zwei übereinander liegende Balken verbunden. Die Träger erhalten eine Sprengung von etwa  $\frac{1}{400}$  ihrer Länge, die dadurch erzielt wird, daß die Zähne auf den nach oben gebogenen Balken vorgezeichnet werden. Diese Sprengung geht zwar infolge des Schwindens des Holzes nach einiger Zeit wieder verloren, muß jedoch angeordnet werden, weil sich sonst gleich von Anfang an eine stärkere Senkung herausstellen würde.

Die verdübelten Balken werden mit Querdübeln oder mit schräg gestellten Längsdübeln, auch Zahndübel genannt, ausgeführt. Die Dübel werden stets aus hartem Holze (Eichenholz) hergestellt. Die Längsdübel liegen zwischen zahnförmigen Einschnitten der Balken und mit der Längsfaser in der Längsrichtung der Balken. Sie werden durch das Anziehen der Verbindungsschrauben in die Balkeneinschnitte fest eingepreßt (Abb. 189).

Die Querdübel liegen mit der Faserrichtung quer zur Längsfaser des Balkens (Abb. 190). Sie sind schwach keilförmig in Gestalt einfacher oder doppelter Keile, so daß durch ihr Eintreiben in die entsprechenden, korrespondierenden rechteckigen Balkeneinschnitte

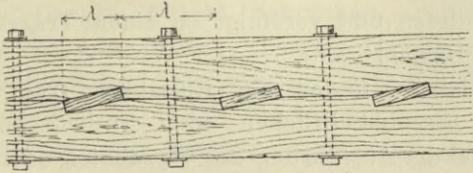


Abb. 189.

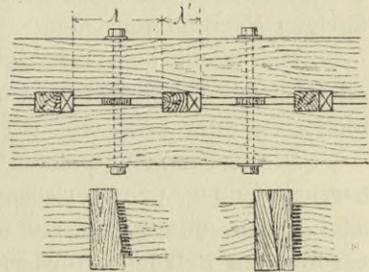


Abb. 190.

der feste Schluß erzielt wird. Die Balken liegen entweder wie bei der Verzahnung dicht aufeinander oder es wird, meist bei Querdübeln, ein kleiner Zwischenraum gegeben.

Bei mehr als zwei Balken werden die Dübel versetzt, so daß in einem Querschnitt nicht mehr als ein Dübel fällt.

Mit der Verzahnung und Verdübelung ist auch stets eine kräftige Verschraubung zu verbinden. Die Schraubenbolzen können gleichzeitig zur Befestigung der Querschwellen dienen, wo solche vorhanden sind.

Die verzahnten Balken sind einfacher herzustellen, da bei ihnen die Beschaffung der harten Holzdübel entfällt. Ein genaues Vorreißen und Einschneiden der Zähne ist aber ebenso notwendig wie bei der Herstellung der Einschnitte für eine Verdübelung. Die Verzahnung hat jedoch den Nachteil, daß durch das Einschneiden der Zähne an Balkenhöhe verloren geht, was bei den übrigen Verbindungen nicht der Fall ist. Die Träger mit Querdübeln lassen auch bei einer weniger exakten Herstellung noch einen guten Schluß durch Eintreiben der keilförmigen Dübel erzielen, die Balkenhöhe ist voll ausgenutzt, bei Anordnung eines Zwischenraumes noch vergrößert. Ein Nachteil der Keildübel ist zunächst, daß sich dieselben durch Erschütterungen lockern können, was sich allerdings durch Sicherungen vermeiden ließe; weit schwerwiegender ist aber die geringere Wirkungsweise dieser Verbindung. Es rührt dies daher, weil die Dübel, welche quer zur Faser gepreßt werden, sich leichter deformieren und dadurch eine wenn auch geringe Verschiebung der Balken zulassen (Abb. 191).

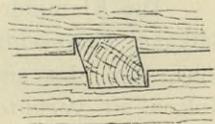


Abb. 191.

Die Verbindung mit Längsdübeln und die Verzahnung ist wesentlich wirksamer. Bruchversuche, welche mit Holzträgern verschiedener Art durchgeführt wurden, ergaben, daß das Verhältnis zwischen wirklicher und rechnermäßiger Bruchbelastung bei den Trägern mit Querdübeln ein beträchtlich ungünstigeres ist, als bei den beiden übrigen Verbindungsarten.

Man zieht es daher jetzt vor, die Balken durch Verzahnung oder mittels Zahndübel zu verbinden und vereinigt zu einem Träger bloß zwei oder höchstens drei Balken.

Die zusammengesetzten Balken finden zur Errichtung rasch herzustellender provisorischer Eisenbahnbrücken oder Notbrücken häufige Anwendung. Die zur exakten Ausführung des verzahnten oder verdübelten Balkens erforderlichen Arbeiter stehen nicht immer zur Verfügung, so daß man oft gezwungen ist, sich mit der Anordnung bloß verklammerter und verschraubter Balken zu begnügen, wodurch auch ganz gute Resultate erzielt werden, besonders bei reichlichem Aufwand an Schraubenbolzen und Klammern (Abb. 192).

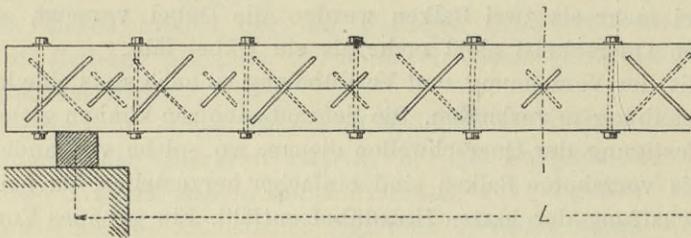


Abb. 192.

Um verschiedene Fasern zu erfassen, werden Klammern verschiedener Länge angewendet; gegen die Mitte zu können sie in größeren Abständen gegeben werden. Dies begründet sich damit, daß die Schubkräfte am Trägerende am größten sind. Aus dem gleichen Grunde wird ja auch die Zahnlänge und die Dübelentfernung in der Mitte größer angenommen als am Ende des Trägers.

Die Klammern werden unter etwa  $45^\circ$  schräg zur Achse des Balkens eingeschlagen und auf der einen Balkenseite normal zu denen auf der anderen Seite, um ein Aufreißen oder Spalten des Holzes zu verhüten. Daraus ergibt sich die Beanspruchung der Klammern auf einer Seite auf Zug, auf der anderen auf Druck. Die Länge der Klammern richtet sich nach der Balkenhöhe. Die verklammernten und verschraubten Balken lassen sich einfach und rasch aufstellen und erfordern keine schwierige Zimmermannsarbeit, be-

dingen jedoch einen größeren Eisenaufwand und sind daher im allgemeinen teurer als die verzahnten Träger.

Die Klötzelholzträger. Bei diesen sind die miteinander zu verbindenden Balken durch dazwischen gelegte und in die Balken eingelassene Holzbalkenstücke, sogenannte Klötzel, voneinander getrennt und durch eine entsprechende Anzahl Schraubenbolzen oder durch übergelegte Eisenbänder miteinander verbunden (Abb. 193). Wo letztere

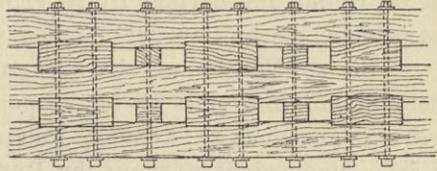


Abb. 193.

zwischen den Klötzeln liegen, sind Holzwischenlagen zu geben, um ein festes Anziehen der Schrauben ohne Biegung der Balken möglich zu machen. Man findet bei uns auch solche ältere, primitiv konstruierte Straßenbrücken, bei denen die baumwalzig belassenen Balken nur durch zwischen gelegte, nicht eingelassene Balken-

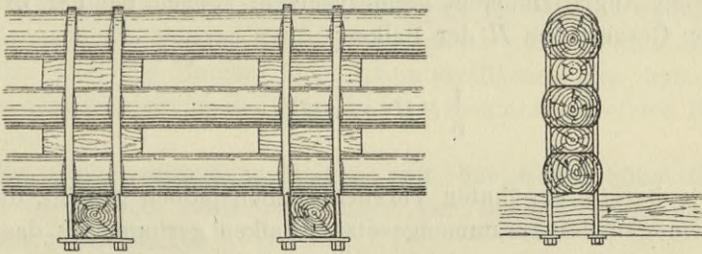


Abb. 194.

stücke getrennt sind (österr. Knüppelbrücken Abb. 194); die Wirkung dieser Verbindung, welche hier nur auf der durch die angelegten Eisenbänder erzeugten Reibung beruht, ist jedoch eine mangelhafte. Zuweilen sind die Klötzel auch durch, zwischen die Balken eingelassene, Querschwellen ersetzt. (Normalien der österr. Südbahn Abb. 195.)

Diese Anordnung erscheint, abgesehen von der Schwierigkeit der Querschwellenauswechslung, für die Ausführung einfach und bequem; sie wird jedoch auch bei

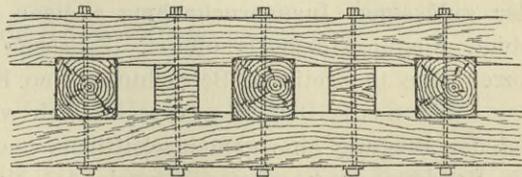


Abb. 195.

anfänglich genauer Anarbeitung durch das starke Schwinden, sowie durch die Deformationsfähigkeit der Querschwellen in Richtung der Jahresringe in ihrer Wirksamkeit bald sehr beeinträchtigt.

Bei sorgfältiger Ausführung, genauem Einpassen der Klötzel und entsprechend starker Verschraubung sind Klötzelträger eine ganz zweckmäßige Trägerkonstruktion, weil durch die Einlagen bedeutend an Trägerhöhe gewonnen wird, und sie sind auch billig, da keine Dübel aus hartem Holze erforderlich werden und die Klötzel aus Balkenabschnitten herzustellen sind.

Die zur Verbindung der zusammengesetzten Holzträger dienenden Schraubenbolzen sind 18 bis 22 *mm* stark zu machen. Um die Muttern gehörig anziehen zu können, müssen Unterlagsscheiben von 10 *mm* Stärke angeordnet werden; ihr Durchmesser soll dem 3- bis 4fachen Bolzendurchmesser gleich sein.

### § 21. Berechnung der zusammengesetzten Holzträger.

Bei vollkommener Verbindung der Balken wäre das mit der zulässigen Inanspruchnahme multiplizierte Widerstandsmoment dem maximalen Angriffsmoment gleichzusetzen, sonach bei der Breite *B* und der Gesamthöhe *H* der Balken

$$\frac{1}{6} B H^2 s = M_{max}$$

Die bereits erwähnten Versuche haben jedoch gezeigt, daß das Tragvermögen der zusammengesetzten Balken geringer als das eines homogenen Balkens von gleichem Querschnitte ist. Dabei haben sich auch Unterschiede zwischen den verschiedenen Konstruktionen ergeben; verzahnte Balken und Träger mit Längsdübeln haben sich besser bewährt als solche mit Querdübeln. Die Ursache dieser Erscheinung liegt in der mangelhaften Wirkungsweise der Verbindung der Balken, durch die keine absolute Unverschieblichkeit erzielt wird.

Diesem Umstande wird Rechnung getragen, wenn man statt der zulässigen Inanspruchnahme *s* einen kleineren Wert *s*<sub>0</sub> in die obige Biegungsformel einführt. Zwischen *s*<sub>0</sub> und *s* läßt sich aber durch eine theoretische Betrachtung eine Beziehung aufstellen.

Wären die Balken unverschieblich verbunden, so müßte sich bei der Biegung eine gemeinschaftliche neutrale Achse herausstellen, die Randspannung wäre *s*<sub>0</sub>. Durch das Nachgeben der Verbindung und die infolgedessen auftretende geringe Überschiebung der Balken entsteht ein Spannungsunterschied  $\Delta s$  in den angrenzenden Faserschichten der sich berührenden Balken und es bildet sich sonach in jedem Balken eine eigene neutrale Achse heraus.

Die Spannungsdiagramme der verbundenen Balken (Abb. 196) verlaufen zueinander parallel; es folgt dies aus der gleichen Krümmung ihrer elastischen Linie. Da sich die Balken gemeinschaftlich, also mit gleichem Krümmungsradius durchbiegen, so ist nach den Voraussetzungen der Biegungstheorie der Spannungsabfall in ihnen der gleiche.

Der Spannungsunterschied  $\Delta s$  an den Verbindungsstellen ist einerseits abhängig von der Wirksamkeit der Verbindung, andererseits von der Größe des Druckes, welcher auf die Verbindungsstellen einwirkt. Immer ist jedoch die wirklich auftretende

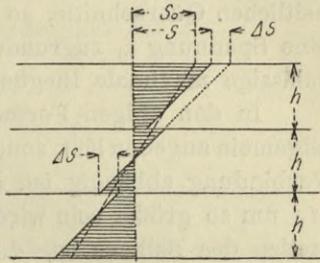


Abb. 196.

Randfaserspannung  $s$  größer, als die Spannung  $s_0$ , die sich rechnermäßig für den einheitlich wirkenden Querschnitt ergeben würde.

Nimmt man  $\Delta s$  als bekannt an, so kann eine Beziehung zwischen  $s$  und  $s_0$  erhalten werden, wenn das statische Moment der Spannungen dem Momente der äußeren Kräfte gleichgesetzt wird; es muß demnach auch das statische Moment der Spannungsflächen des homogenen Balkens dem entsprechenden Momente des zusammengesetzten Balkens gleich sein.

Für drei verbundene Balken mit der Gesamthöhe  $H = 3h$  (Abb. 196) ist das statische Moment der Biegungsspannungen für den homogenen Balken

$$\frac{3}{2} s_0 h^2$$

und für den aus 3 Einzelbalken zusammengesetzten Träger

$$\frac{3}{2} (s + \Delta s) h^2 - 2 \Delta s h^2 = \frac{3}{2} s h^2 - \frac{1}{2} \Delta s h^2$$

Durch Gleichsetzung dieser Ausdrücke ergibt sich:

$$s_0 = s - \frac{\Delta s}{3}$$

In gleicher Weise findet man für zwei verbundene Balken  $s_0 = s - \frac{\Delta s}{4}$  und allgemein für  $n$  Balken

$$s_0 = s - \frac{n-1}{2n} \Delta s \quad \dots \quad (10)$$

Diese Gleichungen bestimmen den Zusammenhang der größten Faserspannungen im homogenen und zusammengesetzten Holzträger. Rechnet man daher das Tragmoment wie bei einem einheitlichen Querschnitte, so darf zur Erzielung gleicher Sicherheit nur eine Spannung  $s_0$  zugrunde gelegt werden, welche kleiner ist als die zulässige maximale Biegungsbeanspruchung  $s$  des Holzes.

In den obigen Formeln ist  $\Delta s$  eine Größe, welche sich nicht allgemein angeben läßt, sondern von dem Grade der Vollkommenheit der Verbindung abhängig ist. Es läßt sich aber unschwer einsehen, daß  $\Delta s$  um so größer sein wird, je größer der Druck in den Verbindungsstellen des Balkens ist, d. h. je größer der Druck auf die Flächeneinheit der Stirnfläche des Zahnes oder des Dübeleingriffes wird. Wir sind daher berechtigt

$$\Delta s = \beta z$$

zu setzen, worin  $z$  diesen spezifischen Druck (Zahndruck) und  $\beta$  einen Koeffizienten bedeutet, der von der Art der Verbindung und der Güte der Arbeitsausführung abhängt.

Damit ergibt sich

$$s_0 = s - \frac{n-1}{2n} \beta z \quad \dots \quad (11)$$

Aus den Ergebnissen der oben angeführten Versuche wurden für den Koeffizienten  $\beta$  Zahlenwerte gefunden<sup>1)</sup>, die zwischen 2 und 5 liegen, so daß etwa nachstehende Annahmen begründet erscheinen:

für verzahnte Träger und Längsdübelträger in guter Aus-	
führung . . . . .	$\beta = 2$
für Klötzlholzträger . . . . .	$\beta = 3$
für Träger mit Querdübeln . . . . .	$\beta = 3-5$

Die Größe des Zahndruckes  $z$  ist, wie später gezeigt wird, von dem Abstände und von der Tiefe der Balkeneingriffe abhängig, kann also innerhalb gewisser Grenzen festgelegt werden. Eine hohe Annahme von  $z$ , entsprechend einer größeren Länge der Zähne oder weit gestellten Dübeln, verlangt eine stärkere Herabminderung der zulässigen Spannung  $s_0$ , so daß bei einer gewissen Grenze durch die Verbindung der Balken dann kein Gewinn mehr erzielt werden würde.

Da nämlich bei  $n$  ohne Zwischenraum verbundenen Balken von der Höhe  $h$  das Tragmoment sich mit  $\frac{1}{6} b (nh)^2 s_0$ , dagegen bei un-

<sup>1)</sup> Zeitschrift des österr. Ingen. u. Arch. Vereines 1891.

verbundenen Balken mit  $\frac{n}{6} b h^2 s$  berechnet, so muß zur Erzielung eines Gewinnes an Tragfähigkeit  $n^2 s_0 > n s$ , also  $s_0 > \frac{s}{n}$  sein, oder mit Einsetzung des oben entwickelten Ausdrucks für  $s_0$

$$s - \frac{n-1}{2n} \beta z > \frac{s}{n}$$

woraus sich ergibt

$$z < \frac{2}{\beta} s$$

Bei mit Zwischenraum verbundenen Balken würde sich der zulässige Grenzwert von  $z$  höher berechnen.

Andererseits würde aber eine zu niedrige Wahl von  $z$  wieder zu eng gestellte Zähne oder Dübel erfordern und den konstruktiven Ausführungen widersprechen.

Auf Grund obiger Darlegungen werden für die Konstruktion der zusammengesetzten Holzträger folgende Annahmen empfohlen. Man wähle

für verzahnte Träger und Träger mit Längsdübel	{	$z = 0.5 \text{ bis } 0.6 s$	}	(12)
	{	$s_0 = s - \frac{n-1}{2n} \cdot 2z$		
	{	$z = 0.3 s$		
für Querdübelträger	{	$s_0 = s - \frac{n-1}{2n} \cdot 4z$		
	{	$z = 0.6 \text{ bis } 0.8 s$		
für Klötzlholzträger	{	$s_0 = s - \frac{n-1}{2n} \cdot 3z$		

Für  $s$  ist nach den früheren Angaben, für provisorische Brücken 100 bis 120 kg, für definitive Brücken 80 kg/cm<sup>2</sup> anzunehmen.

Die österreichische Brückenverordnung von 1904 enthält bezüglich der Inanspruchnahme zusammengesetzter Holzträger die folgenden Bestimmungen:

Bei Zugrundelegung der für Einzelbalken geltenden zulässigen Inanspruchnahme ist das Tragvermögen

bei 2 Balken verzahnt	bloß	mit	80%
" 3	"	"	60%
" 2	"	verdübelt	70%
" 3	"	"	50%

in Rechnung zu stellen.

Diese Annahmen entsprechen auch ungefähr den obigen Regeln.

Bei Ermittlung der Balkendimensionen müssen auch die Schubkräfte berücksichtigt werden, d. h. es müssen die zulässigen Grenzen der Scherspannung eingehalten werden, da sonst bei zusammengesetzten Balken, die eine im Verhältnis zur Breite große Höhe haben, leicht der Fall eintreten kann, daß der Balken nicht durch die Biegungsspannungen in der Trägermitte, sondern durch Scherrisse an seinen Enden zum Bruche kommt.

Für Balken, welche ohne Zwischenraum verbunden sind (verzahnte und verdübelte Träger), kann der folgende Rechnungsvorgang eingeschlagen werden.

Es bezeichne:

- $M_{max}$  das absolut größte Angriffsmoment
- $Q_{max}$  die größte Querkraft
- $B$  die Breite des Trägers mit Abzug des Schraubenloches
- $H$  die totale Höhe des Trägers
- $s_0$  die zulässige rechnermäßige Biegungsspannung
- $\tau$  die zulässige Scherbeanspruchung nach der Faserrichtung.

Die Biegefestigkeit liefert  $s_0 = \frac{6 M_{max}}{B H^2}$ ; ferner ist die in der Schwerachse des Balkens auftretende größte Schubspannung  $\tau = \frac{3}{2} \frac{Q_{max}}{B H}$ . Hieraus folgen die zwei Bestimmungsgleichungen

$$B H^2 = 6 \frac{M_{max}}{s_0} = 6 W_0$$

$$B H = \frac{3}{2} \frac{Q_{max}}{\tau} = \frac{3}{2} F_0 \quad \dots \dots \dots (13)$$

somit

$$H = 4 \frac{W_0}{F_0} \quad \dots \dots \dots (14)$$

Die Gleichungen 13) und 14) bestimmen die Höhe und Breite des Balkens. Darin ist  $W_0 = \frac{M_{max}}{s_0}$  und  $F_0 = \frac{Q_{max}}{\tau}$ . Die Beanspruchung  $s_0$  ist nach den oben angegebenen Regeln, die Scherspannung  $\tau$  im Maximum mit  $10 \text{ kg/cm}^2$ , für verzahnte Balken etwa bloß mit 7 bis  $8 \text{ kg/cm}^2$  anzunehmen.

Sind die Balken nicht unmittelbar aufeinander liegend, sondern durch einen Zwischenraum getrennt (Klötzelholzträger), so lassen sich nachstehende Beziehungen aufstellen.

Bei zwei Balken (Abb. 197) von der Gesamthöhe  $H$  mit Zwischenlagen von der Höhe  $h_1 = \alpha_1 H$  ist das Trägheitsmoment

$$J = \frac{1}{12} B (H^3 - h_1^3) = \frac{1}{12} B H^3 (1 - \alpha_1^3)$$

das Widerstandsmoment sonach

$$\frac{1}{6} B H^2 (1 - \alpha_1^3) = \frac{M_{max}}{s_0} = W_0$$

Die auf den Träger wirkende Querkraft  $Q$  wird zu einem Teile ( $S_1$ ) von den in den lotrechten Balkenschnittflächen auftretenden Schubkräften, zum anderen Teile ( $S_2$ ) von der lotrechten Komponente des Druckes  $Z$  auf die Klötzeinlagen aufgenommen. Rechnet man die ersteren so wie für einen einheitlichen Rechteckbalken, was allerdings nicht strenge richtig ist, so ergibt sich dafür

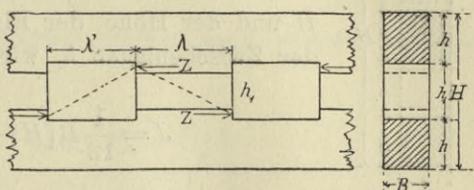


Abb. 197.

$$S_1 = 2 \cdot \frac{12 Q}{B H^3} \int_0^h \frac{1}{2} B x (H - x) dx = 2 \frac{h^2}{H^3} (3 H - 2 h) Q$$

Weiters ist, wenn  $Z$  den Druck auf die Klötzeinlagen,  $\lambda$  deren lichten Abstand bezeichnet

$$S_2 = Z \frac{h_1}{\lambda}$$

Man hat mithin

$$Q = S_1 + S_2 = 2 \frac{h^2}{H^3} (3 H - 2 h) Q + Z \frac{h_1}{\lambda}$$

sonach

$$Z = \frac{\lambda}{h_1} \left[ 1 - \frac{2 h^2}{H^3} (3 H - 2 h) \right] Q = \frac{3 H^2 - h_1^2}{2 H^3} \lambda Q = \frac{3 - \alpha_1^2}{2} \frac{Q}{H} \lambda$$

Der Druck  $Z$  muß von dem Scherwiderstand des Balkens in der Fläche  $B \lambda$  aufgenommen werden, daher ist bei der zulässigen Scherbeanspruchung  $\tau$

$$Z = B \lambda \tau = \frac{3 - \alpha_1^2}{2} \frac{Q_{max}}{H} \lambda$$

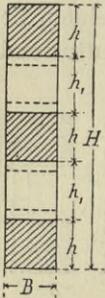
und

$$BH = \frac{3 - \alpha_1^2}{2} \frac{Q_{max}}{\tau} = \frac{3 - \alpha_1^2}{2} F_0 \quad (15)$$

Verbindet man damit die oben stehende Gleichung

$$BH^2 = \frac{6}{1 - \alpha_1^3} W_0, \text{ so folgt}$$

$$H = \frac{12}{(3 - \alpha_1^2)(1 - \alpha_1^3)} \frac{W_0}{F_0} \quad (16)$$



Für drei Balken (Abb. 198) mit der Gesamthöhe  $H$  und der Höhe der Einzelbalken  $h$ , ferner der Höhe der Zwischenlagen  $h_1$  wird

$$J = \frac{1}{12} B [H^3 - (H - 2h)^3 + h^3]$$

Abb. 198. das Widerstandsmoment

$$\begin{aligned} \frac{1}{6} B H^2 \left[ 1 - \frac{(H - 2h)^3}{H^3} + \frac{h^3}{H^3} \right] &= \frac{1}{2} B H^2 \frac{h}{H} \left( 2 - 4 \frac{h}{H} + 3 \frac{h^2}{H^2} \right) = \\ &= \frac{M}{s_0} = W_0 \end{aligned}$$

In betreff der Verteilung der Schubkräfte über den Balkenquerschnitt machen wir die gleiche Annahme wie oben, wonach die Schubkräfte in den äußeren Balken nach der Schubkraftparabel des Rechteckquerschnittes, auf die Höhe der Klötzel und im mittleren Balken aber gleichmäßig verteilt angenommen werden. Dementsprechend ist

$$Q = \frac{2h^2}{H^3} (3H - 2h) Q + \tau B (2h_1 + h)$$

woraus

$$B\tau = \frac{Q}{H - 2h} \frac{H^3 - 2h^2(3H - 2h)}{H^3}$$

oder

$$BH = \frac{H^3 - 2h^2(3H - 2h)}{H^2(H - 2h)} \cdot \frac{Q_{max}}{\tau} = \left( 1 + 2 \frac{h}{H} - 2 \frac{h^2}{H^2} \right) \frac{Q_{max}}{\tau}$$

Mit Einführung der Bezeichnung  $\frac{Q_{max}}{\tau} = F_0$  und  $h = \alpha H$  erhält man

$$BH = (1 + 2\alpha - 2\alpha^2) F_0 \quad \dots \quad (17)$$

Verbindet man diese Gleichung mit der obigen

$$BH^2 = \frac{2}{\alpha(2 - 4\alpha + 3\alpha^2)} W_0$$

so ergibt sich

$$H = \frac{2}{\alpha(1 + 2\alpha - 2\alpha^2)(2 - 4\alpha + 3\alpha^2)} \cdot \frac{W_0}{F_0} \quad \dots \quad (18)$$

Nach den vorstehenden Entwicklungen kann sonach mit Einführung der Größen

$$W_0 = \frac{M_{max}}{s_0} \quad \text{und} \quad F_0 = \frac{Q_{max}}{\tau}$$

allgemein gesetzt werden

$$H = C_1 \frac{W_0}{F_0} \quad \dots \quad (19)$$

$$BH = C_2 F_0 \quad \dots \quad (20)$$

und es sind die Koeffizienten  $C_1$  und  $C_2$

a) bei ohne Zwischenraum verbundenen Balken

$$C_1 = 4 \qquad C_2 = 1.5$$

b) bei zwei Balken mit einem Zwischenraum  $h_1 = \alpha_1 H$

wenn	$\alpha_1 = 0$	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.40
$C_1 =$	4.0	4.017	4.044	4.086	4.150	4.238	4.356	4.514
$C_2 =$	1.5	1.495	1.489	1.480	1.469	1.455	1.439	1.420

c) bei drei Balken von der Höhe des Einzelbalkens  $h = \alpha H$

wenn

$\alpha =$	0.3	0.29	0.28	0.27	0.26	0.25	0.24	0.23	0.22	0.21	0.20
$C_1 =$	4.388	4.472	4.564	4.666	4.777	4.899	5.035	5.184	5.350	5.533	5.739
$C_2 =$	1.420	1.412	1.403	1.394	1.385	1.375	1.365	1.354	1.343	1.332	1.320

Es kann vorkommen, daß sich bei Annahme gewisser Grenzwerte der zulässigen Spannungen  $s_0$  und  $\tau$  aus den obigen Formeln für  $B$

und  $H$  unpraktische Dimensionen ergeben. Entweder, und dies ist der häufigere Fall, ergibt sich die Höhe für zwei oder drei Balken zu klein und die Breite zu groß oder umgekehrt. Will man da zu praktisch passenderen Balkenabmessungen gelangen, so ist dies nur durch Änderung des Verhältnisses von  $s_0$  zu  $\tau$  möglich, wobei dann bloß ein Herabsetzen der einen oder anderen Spannung zulässig ist.

Nach Gleichung 19) ist

$$H = C_1 \frac{W_0}{F_0} = C_1 \frac{M_{max} \tau}{Q_{max} s_0}$$

Will man daher die Balkenhöhe vergrößern, so ist  $s_0$  kleiner anzunehmen; die Balkenquerschnittsfläche  $BH$  bleibt aber nach Gleichung 20) konstant. Wählt man die Höhe  $H' > H$ , so ist

$$B' H' = B H \quad . . . \quad (21)$$

zu machen, wodurch sich die Inanspruchnahme  $s_0$  in  $s_0' = s_0 \frac{H}{H'}$  verändert.

Will man dagegen die Balkenbreite vergrößern und die Höhe vermindern, so muß  $\tau$  herabgesetzt werden und es bleibt zufolge des unveränderten  $s_0$  das Widerstandsmoment, also  $BH^2$  konstant. Wählt man sonach die Balkenbreite  $B' > B$  oder die Balkenhöhe  $H' < H$ , so muß

$$B' H'^2 = B H^2 = C_1 C_2 W_0 \quad . . . \quad (22)$$

gesetzt werden und es wird dadurch die Schubanspruchnahme in  $\tau' = \tau \cdot \frac{H'}{H}$  vermindert.

Die Breite  $B$  oder  $B'$  ist natürlich immer als nutzbare Breite aufzufassen, d. h. es ist darunter die Balkenbreite mit Abzug der Schraubenlöcher zu verstehen.

Beispiel. Für eine Eisenbahnbrücke mit 6.5 m Stützweite sei die Berechnung der Träger durchzuführen. Das Maximalmoment aus Verkehrsbelastung und Eigengewicht wurde mit 7,303.000 kg/cm berechnet, die maximale Querkraft beträgt 51.060 kg. Es sollen Träger aus je zwei durch Längsdübel verbundenen Balken zur Anwendung kommen. Die zulässige Inanspruchnahme wird nach Gleichung 12)

$s_0 = s - \frac{1}{2} z$  mit  $s = 100$  und  $z = 40 \text{ kg/cm}^2$  gewählt. Hiernach ist

$$s_0 = 100 - \frac{1}{2} 40 = 80 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zulässige Scheranspruchnahme sei  $\tau_0 = 10 \text{ kg/cm}^2$ , dann ist

$$W_0 = \frac{M_{max}}{s_0} = \frac{7303000}{80} = 91287 \text{ cm}^3$$

$$F_0 = \frac{Q_{max}}{\tau_0} = \frac{51060}{10} = 5106 \text{ cm}^2$$

Hieraus berechnet sich nach den Gleichungen 13) und 14)

$$BH = \frac{3}{2} F_0 = 7659$$

$$H = 4 \frac{W_0}{F_0} = 71.5 \text{ cm}$$

$$B = 107.1 \text{ cm.}$$

Die Breite  $B$  ist auf die Träger aufzuteilen. Wir werden hier zweckmäßigerweise 4 Träger unter dem Geleise anordnen und erhalten mit einem Zuschlag von  $d = 3 \text{ cm}$  für die durchgehenden Schraubenbolzen als Breite eines Trägers  $b = \frac{B_0}{4} + d = 27 + 3 = 30 \text{ cm}$ .

Da die Höhe mit rund  $72 \text{ cm}$  gefunden wurde, so sind die Träger aus je zwei Balken von  $30 \text{ cm} \times 36 \text{ cm}$  mittels Längsdübel zusammensetzen (Abb. 199).

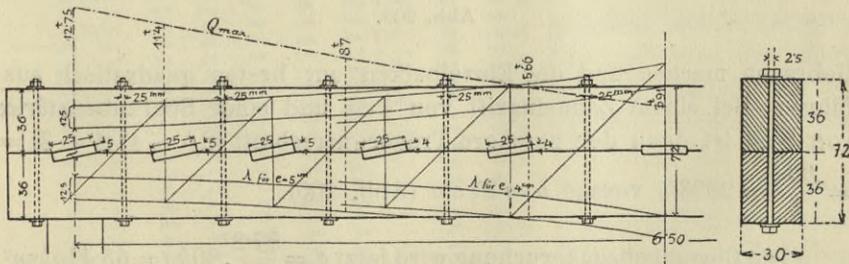


Abb. 199.

Hier haben sich also die berechneten Dimensionen  $H$  und  $B$  als unmittelbar für die praktische Ausführung geeignet ergeben. Dies wäre jedoch nicht der Fall gewesen, wenn die zulässige Scherspannung mit einer niedrigeren Ziffer, etwa  $\tau = 8 \text{ kg/cm}^2$  angenommen worden wäre.

Die Annahme einer geringeren Scherspannung (etwa  $\tau = 8 \text{ kg/cm}^2$ ) wird sich insbesondere bei verzahnten Trägern wegen des sonst zu

befürchtenden Aufspaltens der Zähne empfehlen. Führt man die Berechnung unter der Annahme  $\tau = 8$  für verzahnte Träger durch, so erhält man

$$W_0 = \frac{M}{s_0} = \frac{7303000}{80} = 91287$$

$$F_0 = \frac{Q}{\tau_0} = \frac{51060}{8} = 6382.5$$

sohin

$$BH = 1.5 F_0 = 9573.7$$

$$H = 4 \frac{W_0}{F_0} = 57.2 \text{ cm}$$

$$B = 167.3 \text{ cm}$$

Diese Resultate ergäben bei Anordnung von 4 Trägern zu breite und zu niedrige Balken. Wir werden daher von der Beziehung (21)

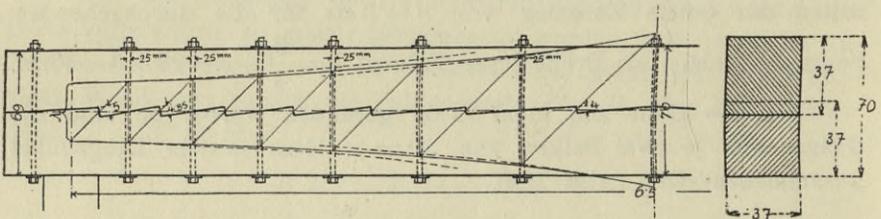


Abb. 200.

Gebrauch machen und die Einzelbalken am besten quadratisch ausführen. Bei einem Zahneingriff von  $4 \text{ cm}$  und einer Schraubenstärke von  $3 \text{ cm}$  ist dann der nutzbare Trägerquerschnitt  $(2b - 4)(b - 3) = \frac{BH}{4} = 2393.4$  voraus  $b = 37 \text{ cm}$  (Abb. 200).

Die Bieungsbeanspruchung wird jetzt  $\sigma = \frac{57.2}{70} \cdot 80 \text{ kg} = 65.4 \text{ kg/cm}^2$ .

Wir wollen dasselbe Beispiel noch für Anwendung von Klötzelträgern berechnen. Für diese nehmen wir  $s_0 = 70 \text{ kg/cm}^2$  und  $\tau = 10 \text{ kg/cm}^2$ , damit ergibt sich

$$W = \frac{7303000}{70} = 104330$$

$$F_0 = \frac{51060}{10} = 5106.$$



Nimmt man die Spannung der Schraubenbolzen mit etwa  $400 \text{ kg/cm}^2$  und den Reibungskoeffizienten mit  $0.65$  an, so wird bei dem Bolzendurchmesser  $d$  in  $\text{cm}$  der Reibungswiderstand

$$R = 0.65 \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot 400 = \text{rund } 200 d^2 \text{ (kg)}.$$

Die Schubspannung  $\tau'$  ist durch

$$\tau' = C_2 \frac{Q}{bH}$$

bestimmt, worin für zwei verzahnte Balken  $C_2 = \frac{3}{2}$

„ drei „ „  $C_2 = \frac{4}{3}$

und für Balken mit Zwischenlagen  $C_2$  mit den, oben für zwei und drei Balken berechneten, Zahlenwerten einzusetzen ist. Damit folgt

$$\lambda = \frac{H}{C_2 Q} \left[ z b c + 200 m d^2 \right] \quad \dots \quad (23)$$

Die Zahl der Schraubenbolzen pro Länge  $\lambda$  wird man mit  $m = 1$  bis  $2$  annehmen können.

Die Länge  $\lambda'$  der Einlagen (Längs- oder Querdübel, Klötzel) ist so groß zu machen, daß der Druck  $Z$  ohne Gefahr des Abspaltens aufgenommen wird. Es muß sohin bei der Scherbeanspruchung  $\tau''$  der Einlagen

$$\lambda' b \tau'' > b c z, \quad \text{oder} \quad \lambda' > \frac{z}{\tau''} c$$

andererseits aber auch

$$\lambda' \leq \lambda$$

gewählt werden. Man erhält

für Längsdübel	mit $z = 50 \text{ kg}$	$\tau'' = 10 \text{ kg}$	$\lambda' > 5 c$
„ Querdübel	„ $z = 30 \text{ kg}$	$\tau'' = 10 \text{ kg}$	$\lambda' > 3 c$
„ Klötzeleinlagen	$z = 70 \text{ kg}$	$\tau'' = 10 \text{ kg}$	$\lambda' > 7 c$

Die Höhe  $c$  der Zähne oder der Balkeneinschnitte wird man so groß wählen, daß sich nicht gar zu kurze Zähne oder zu eng gestellte Dübel ergeben, um der Gefahr des Abspaltens zu begegnen und die Arbeitskosten nicht unnötig zu vergrößern. Bei der Höhe  $h$  des Einzelbalkens mache man  $c = 0.1 h$  bis  $0.2 h$ .

Zur Ermittlung der Zahnausteilung oder Dübelentfernung berechne man für einzelne Querschnitte des Trägers aus der größten Querkraft  $Q$  die Länge  $\lambda$  nach Gleichung 23 und trage diese Länge, bei Dübel- oder Klötzelzwischenlagen noch um deren Länge  $\lambda'$  vergrößert, zur Hälfte nach oben und unten als Ordinaten von der Balkenachse auf (Abb. 199 bis 201). Zieht man zwischen den so erhaltenen Kurven einen gebrochenen Linienzug, der aus unter  $45^\circ$  geneigten Linien und Senkrechten besteht, so bestimmen dessen Schnittpunkte mit der Trägerachse die Austeilung der Zähne, beziehungsweise der Dübel oder Klötzel.

Die Abbildungen 199 bis 201 beziehen sich auf die oben gerechneten Beispiele eines Trägers mit Längsdübel, eines verzahnten Trägers und eines solchen mit Klötzeleinlagen.

Man erhält für den ersteren mit  $z = 40 \text{ kg/cm}^2$  Zahndruck

$$\lambda = \frac{2}{3} \frac{72}{Q} [40 \cdot 30 \cdot c + 200 \cdot 6 \cdot 25]$$

$$\text{sohin für } c = 5 \text{ cm} \dots \lambda = \frac{348000}{Q}$$

$$\text{„ } c = 4 \text{ cm} \dots \lambda = \frac{282230}{Q}$$

ferner für den verzahnten Träger mit  $z = 40 \text{ kg/cm}^2$

$$\lambda = \frac{2}{3} \frac{70}{Q} [40 \cdot 37 \cdot c + 200 \cdot 6 \cdot 25]$$

$$\text{sohin für } c = 5 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{403670}{Q}$$

$$\text{„ } c = 4 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{334600}{Q}$$

endlich für den Klötzelholzträger mit  $z = 70 \text{ kg/cm}^2$  und  $c = 3 \cdot 5 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{86 \cdot 6}{1 \cdot 455 Q} [24 \cdot 5 \cdot 70 \cdot 3 \cdot 5 + 200 \cdot 6 \cdot 25] = \frac{431630}{Q}$$

Anstatt der hölzernen Längsdübel findet man in amerikanischen Konstruktionen auch gußeiserne Dübel verwendet (Abb. 202). Diese sind schmaler als der Balken und daher von außen versteckt. Die Ausstemmungen im Holz werden etwas kürzer gehalten, so daß die Dübel in schräger Lage durch Schraubenbolzen eingepreßt werden, die durch sie hindurchgehen.



Die zusammengesetzten Träger können frei aufliegend als Einzelträger oder kontinuierlich über mehrere Öffnungen Abb. 202. durchgehend angeordnet werden. In letzterem Falle werden Balkenstöße notwendig. Man legt diese an die Stellen der kleinsten Biegungsbeanspruchung oder ersetzt den gestoßenen Balken durch

ein Sattelholz. Nach der Anordnung Abb. 203 hat im Querschnitte *C* ein Balken das daselbst auftretende Moment aufzunehmen, wogegen über der Stütze im Querschnitte *B* der obere Balken mit dem Sattelholz, welches zu ver-

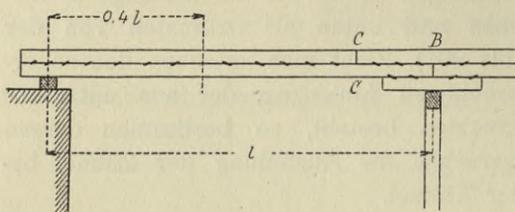


Abb. 203.

dübeln oder zu verzahnen ist, zusammenwirkt.

Die Zahnrichtung muß dort, wo die Querkraft ihr Vorzeichen ändert, wechseln, d. i. im Endfelde ungefähr im Abstände  $0,4l$  von

der Endstütze, ebenso an den Mittelstützen.

Erfolgt der Stoß sämtlicher Balken über der Stütze, so sind die Träger als frei aufliegend zu rechnen (Abb. 204). Das Sattelholz

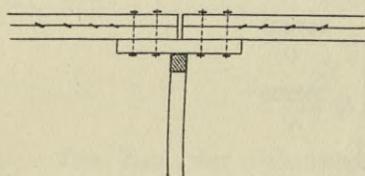


Abb. 204.

wird hier bloß der besseren Auflagerung wegen ausgeführt, eine Verdübelung mit dem Träger hat keinen Zweck. Wollte man durch das Sattelholz eine Kontinuität über der Stütze erzielen, so müßte das Sattelholz eine zur Aufnahme des Stützenmomentes entsprechende Stärke erhalten und daher selbst aus mehreren Balken zusammengesetzt werden, die unter-

einander und mit den Trägern zu verdübeln sind. Besser als durch Anordnung solch starker Sättel läßt sich aber eine Entlastung der Tragbalken durch Anbringung von Sätteln mit Kopfstreben erreichen.

Für die Ermittlung des Eigengewichtes hölzerner Brücken mit zusammengesetzten Trägern zum Zwecke der statischen Berechnung können folgende Angaben dienen.

Straßenbrücken. Eigengewicht der Träger (ausschließlich Fahrbahn etc.) pro  $1 m^2$  Brückenbahn.

Straßen	I. Klasse	$g = 100 + 8l$	. . kg
"	II. "	$g = 90 + 7l$	. . kg
"	III. "	$g = 60 + 6l$	. . kg

Eisenbahnbrücken. Gewicht der Träger (einschließlich Querstrebung und Windstreben, aber ohne Fahrbahn).

Hauptbahnen	$g = 300 + 75l$	. . kg pro Meter Geleis
Nebenbahnen	$g = 250 + 65l$	. . kg " " "
Schmalspur	$g = 180 + 50l$	. . kg " " "

## § 22. Die hölzernen Sprengwerksbrücken.

Unter einem Sprengwerke versteht man eine Konstruktion, bei welcher ein gerader Balken zwischen seinen Endauflagern noch durch geneigte Streben gegen die Widerlager oder gegen Zwischenpfeiler abgestützt ist.

In allgemeinerer baumechanischer Auffassung ist das Sprengwerk ein auf Druck beanspruchtes Stabviereck, dessen Ecken belastet sind. Nur das aus bloß zwei Streben gebildete Sprengwerk (Dreiecks-sprengwerk, Abb. 205) ist in seiner Form fest, wogegen das Trapezsprengwerk (Abb. 206) und das vieleckige Sprengwerk

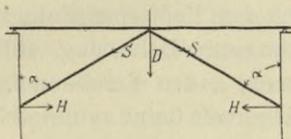


Abb. 205.

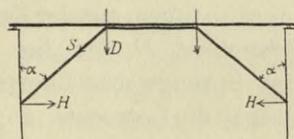


Abb. 206.

(Abb. 207) ein verschiebliches, in labilem Gleichgewichtszustande befindliches Gebilde darstellt, das in seiner Form nur durch die Verbindung mit dem von ihm gestützten, durchgehenden Balken, dem Versteifungsträger oder Streckbalken, gehalten wird. Für Holzkonstruktionen wird nur das Dreiecks- und Trapez-Sprengwerk angewendet, durch welches für den Streckbalken ein, beziehungsweise zwei Zwischenstützpunkte gewonnen werden. Das vieleckige Sprengwerk wird in Holzkonstruktion besser durch Verbindung mehrerer Trapez- oder Dreiecks-sprengwerke ersetzt (Abb. 208). Der Ersatz des-

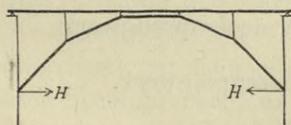


Abb. 207.

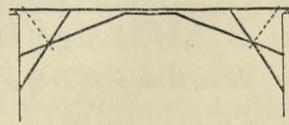


Abb. 208.

selben durch einen biegungssteifen Bogenträger, der bei Eisenkonstruktionen eine wichtige Rolle spielt, ist für Konstruktionen in Holz, dessen gerader Wuchs auf geradlinige Verwendungsformen hinweist, nicht sehr geeignet. Bogenträger aus Holz sind für Brücken auch nur in wenigen Fällen zur Anwendung gekommen.

Der Streckträger des Sprengwerkes ist ein durchgehender Balken, doch sind seine Zwischenstützpunkte in ihrer Höhenlage nicht fest, worauf bei der statischen Berechnung Rücksicht genommen

werden muß. Beim Dreieckssprengwerk findet eine Stützensenkung statt, herrührend von der elastischen Zusammendrückung und von der Ausbiegung der Streben; beim Trapezsprengwerk tritt hierzu noch die statische Formänderung, welche dasselbe unter einer wechselnden Belastung erfährt. Der Streckträger kann daher nicht wie ein gewöhnlicher kontinuierlicher Träger auf festen Stützen berechnet werden und es sind auch die Drücke, welche in den Eckpunkten des Sprengwerks auf dieses übertragen werden, von dem Stützendrücken des kontinuierlichen Trägers verschieden. Es handelt sich vor allem um Bestimmung dieser Drücke, denn aus ihnen ergeben sich die angreifenden Kräfte für den Streckträger und die Strebenkräfte folgen aus der Zerlegung nach dem Kräfteparallelogramm.

Bezeichnet  $D$  den bei einer bestimmten Belastung auf eine Ecke des Sprengwerks übertragenen Druck,  $\alpha$  den Strebenneigungswinkel gegen die Lotrechte, so ist die Strebenkraft beim symmetrischen Dreieckssprengwerk (Abb. 205)

$$S = \frac{1}{2} D \cdot \sec \alpha$$

beim Trapezsprengwerk, bei welchem sich der Druck  $D$  in Richtung der Strebe und in Richtung des wagrechten Sprengriegels zerlegt, (Abb. 206)

$$S = D \sec \alpha.$$

Die Kraft  $S$  überträgt sich am Fuße der Strebe auf das Widerlager, sie sucht also mit ihrer wagrechten Seitenkraft  $H$  das Widerlager nach außen zu schieben. Es ist

$$H = S \sin \alpha = \frac{1}{2} D \operatorname{tg} \alpha \text{ beim Dreieckssprengwerk,}$$

$$H = S \sin \alpha = D \operatorname{tg} \alpha \text{ beim Trapezsprengwerk.}$$

Natürlich ist die Horizontalkraft  $H$  der Streben eines Sprengwerks stets gleich groß, da im wagrechten Sinne Gleichgewicht bestehen muß. Bei einem unsymmetrischen Trapezsprengwerk (Abb. 209) mit den beiden Strebenneigungen  $\alpha_1$  und  $\alpha_2$  ist  $H = D_1 \operatorname{tg} \alpha_1 = D_2 \operatorname{tg} \alpha_2$ , und es müssen daher für den Gleichgewichtszustand die Drücke  $D_1$  und  $D_2$  stets in einem bestimmten Verhältnisse stehen, nämlich

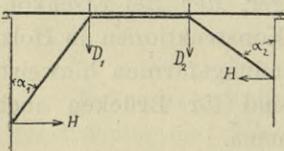


Abb. 209.

$$D_1 : D_2 = \cotg \alpha_1 : \cotg \alpha_2$$

für das symmetrische Sprengwerk ist sonach für alle Belastungsfälle

$$D_1 = D_2.$$

Neben der gewöhnlichen Anordnung der hölzernen Sprengwerksbrücken mit einem auf das Sprengwerk gelagerten, die Fahrbahn unmittelbar tragenden Streckträger sind noch jene Anordnungen zu erwähnen, bei welchen das Sprengwerk ganz oder teilweise über den Streckbalken gelegt und dieser an das Sprengwerk angehängt ist. Bei geringer, unterhalb der Brücke zur Verfügung stehender Konstruktionshöhe läßt sich durch dieses überhöhte Sprengwerk (Abb. 210) eine günstigere Strebenneigung erzielen. An den Kreuzungsstellen von Strebe und Streckbalken wird man Überplattungen dadurch vermeiden, daß entweder die Streben oder der Streckbalken aus doppelten Balken ausgeführt werden. Das Sprengwerk kann auch ganz über die Fahrbahn gelegt werden, so daß sich die Strebenfüße auf den Streckträger aufsetzen und gegen diesen stützen (Abb. 211).

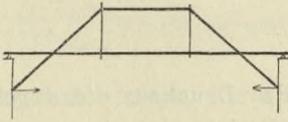


Abb. 210.

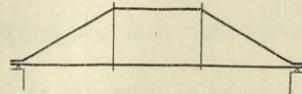


Abb. 211.

Diese Konstruktion belastet die Stützen nur lotrecht, da der Streckbalken den von den Streben übertragenen Horizontalschub aufnimmt. Das überhöhte Sprengwerk hat jedoch eine viel geringere seitliche Stabilität als ein unterhalb des Streckträgers liegendes Sprengwerk, da bei letzterer Ausführung die einzelnen Tragwände gegeneinander durch Querverbände und durch die Fahrbahn abgesteift sind. Ist das überhöhte Sprengwerk über der Fahrbahn genügend hoch, so können die Sprengriegel gegeneinander verstrebt werden; jedenfalls ist bei überhöhten Sprengwerken auf die Verhinderung seitlichen Ausknickens Bedacht zu nehmen.

Der Formänderung des Trapezsprengwerkes wirkt der Biege- widerstand des Streckbalkens entgegen; eine weitere Aussteifung

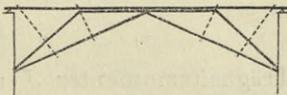


Abb. 212.

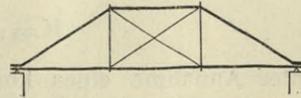


Abb. 213.

kann durch Zangen erfolgen, welche die Streben mit den Enden des Streckbalkens verbinden (Abb. 212). Diese Zangen vermindern auch die freie Knicklänge der Streben und werden deshalb auch bei Drei-

eckssprengwerken angebracht. Beim überhöhten Trapezsprengwerk kann eine Aussteifung durch ein zwischen die Hängestangen eingezogenes Diagonalkreuz (Abb. 213) oder durch einen über das Sprengwerk gelegten Streckbalken erzielt werden.

Berechnung der Sprengwerke.

a) Das Dreieckssprengwerk. Wird von der infolge der Belastung auftretenden Senkung des Sprengwerkes zunächst abgesehen, so ist der Streckträger ein kontinuierlicher Balken auf drei festen Stützen, für den sich die angreifenden Kräfte nach den in § 12, sub 3 gegebenen Formeln bestimmen.

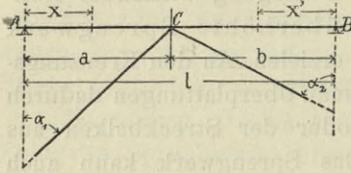


Abb. 214.

Es sei  $D_0$  der Druck, der sich hiernach auf die Mittelstütze C (Abb. 214)

ergibt. Infolge einer Senkung dieser Stütze um  $\delta$  ändert sich dieser Druck in

$$D = D_0 - A$$

und es bezeichnet  $A$  die Verminderung des Druckes, die durch die Stützensenkung hervorgerufen wird. Die Beziehung zwischen  $A$  und  $\delta$  läßt sich aus der Formänderung ableiten. Bezeichnet

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{2} \int_0^l \frac{M^2}{EJ} dx$$

die Formänderungsarbeit im Streckträger infolge der in C angreifenden Kraft  $A$ , so ist

$$\frac{d\mathfrak{A}}{dA} = \delta \quad \text{oder} \quad \int_0^l \frac{M}{EJ} \frac{dM}{dA} dx = \delta.$$

Mit Einführung von  $M = A \frac{b}{l} x$  für die Querschnitte von A—C

$$M = A \frac{a}{l} x' \quad \text{„} \quad \text{„} \quad \text{„} \quad \text{„} \quad \text{B—C}$$

und unter Annahme eines konstanten Trägheitsmomentes  $J$  erhält man

$$EJ\delta = A \left[ \frac{b^2}{l^2} \int_0^a x^2 dx + \frac{a^2}{l^2} \int_0^b x'^2 dx \right] = A \frac{a^2 b^2}{3l} = (D_0 - D) \frac{a^2 b^2}{3l} \quad (24)$$

Die Senkung  $\delta$  ließe sich berechnen, wenn die Verkürzungen  $\lambda_1$  und  $\lambda_2$  der beiden Streben bekannt sind. Bei den Strebenneigungswinkeln  $\alpha_1$  und  $\alpha_2$  ist nämlich

$$\delta = \frac{\lambda_1 \sin \alpha_2 + \lambda_2 \sin \alpha_1}{\sin (\alpha_1 + \alpha_2)}$$

und für ein symmetrisches Sprengwerk mit  $\alpha_1 = \alpha_2$  ist  $\delta = \lambda \sec \alpha$ .

Die Verkürzungen  $\lambda$  der Streben werden hervorgerufen durch ihre elastische Zusammendrückung, durch Einpressen der Stirnflächen und durch allfällige Ausbiegung der Streben, endlich durch Verkürzung infolge Schwindens des Holzes. Von der letzteren Ursache abgesehen, ist die Verkürzung  $\lambda$  der Strebenkraft, also dem Drucke  $D$  proportional.

Für ein symmetrisches Sprengwerk mit den Strebenquerschnittsflächen  $F$  ist die elastische Verkürzung  $\lambda = \frac{1}{4} \frac{D}{EF} \frac{\sec \alpha}{\sin \alpha} l$  und  $\delta = \frac{1}{4} \frac{D}{EF} \frac{\sec^2 \alpha}{\sin \alpha} l$  und es wird hier  $\delta = \text{Minimum}$ , d. h. das wirksamste

Sprengwerk erzielt, für  $\tan^2 \alpha = \frac{1}{2}$  oder  $\alpha = 35^\circ$ . Eine so steile Strebenneigung ist jedoch bei größeren Sprengwerken wegen zu großer Strebenlänge nicht vorteilhaft, andererseits sind aber auch wieder zu flache Streben, welche starke Schübe äußern und größere Senkungen geben, nicht zu empfehlen. In der Regel wird  $\alpha \geq 60^\circ$  als Grenzlage eingehalten. Da die Verkürzung der Strebenlänge, wie oben bemerkt, nicht bloß von der reinen axialen Beanspruchung herrührt, so wird man, um sicher zu rechnen,  $E$  verhältnismäßig niedrig annehmen müssen. Wir setzen (für  $D$  in ton.  $F$  in  $\text{cm}^2$ )  $E = 50$  und erhalten

$$\delta = \frac{l}{200 F} \frac{\sec^2 \alpha}{\sin \alpha} \cdot D = \kappa D.$$

Die Einführung dieses Ausdruckes in Gleichung 24) ergibt

$$D = \frac{a^2 b^2}{a^2 b^2 + 3 \kappa EJl} \cdot D_0 \quad \dots \quad (25)$$

oder für ein symmetrisches Sprengwerk mit  $a = b = \frac{l}{2}$

$$D = \frac{l^3}{l^3 + 48 \kappa EJ} \cdot D_0 \quad \dots \quad (26)$$

Die Verminderung des Druckes  $D_0$  wird hiernach für hölzerne Sprengwerke aber nur sehr gering.

Ist beispielsweise  $l = 1200 \text{ cm}$ ,  $F = 20 \times 25 = 500 \text{ cm}^2$ ,  $J = \frac{1}{12} 25 \cdot 36^3 = 97200$ ,  $\alpha = 60^\circ$ , so wird  $\alpha E = 0.0554 \cdot 100 = 5.54$  und  $D = 0.985 D_0$ .

Man kann daher diese elastische Stützensenkung für die Berechnung der hölzernen Sprengwerke wohl ganz unberücksichtigt lassen und den Streckträger wie einen gewöhnlichen kontinuierlichen Träger auf drei festen Stützen berechnen. Anders verhält es sich aber, wenn durch Zusammenpressen oder Austrocknen der Hölzer bleibende Senkungen auftreten, die ein beträchtlich größeres Maß erreichen können. Die dadurch hervorgerufene Verminderung des Stützdruckes berechnet sich nach Gleichung 24 mit

$$\Delta = \frac{3 E J \delta l}{a^2 b^2} \quad \dots \quad (27)$$

oder für  $a = b$  mit

$$\Delta = \frac{48 E J \delta}{l^3} \quad \dots \quad (28)$$

und es beträgt die Verminderung des Stützenmomentes

$$\Delta M = \frac{3 E J \delta}{a b}$$

beziehungsweise für  $a = b$

$$\Delta M = \frac{12 E J \delta}{l^2}$$

Für das obige Beispiel würde hiernach für eine Senkung des Sprengwerkes um  $\delta = 1 \text{ cm}$  die Verminderung des Stützdruckes  $\Delta = 270 \text{ kg}$ , jene des Stützenmomentes  $\Delta M = 810 \text{ kg/m}$  betragen.

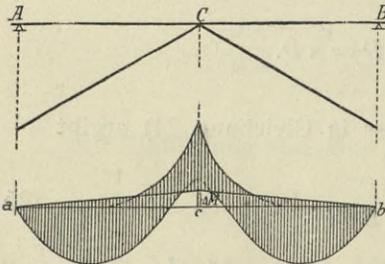


Abb. 215.

Bei der Berechnung eines Dreieckssprengwerkes wäre sonach so vorzugehen, daß die Größtwerte der Biegemomente des Streckträgers nach der Theorie des kontinuierlichen Trägers auf drei festen Stützen bestimmt und dann unter Annahme einer als möglich betrachteten Senkung die daraus resultierenden Zusatzmomente berücksichtigt werden (Abb. 215).

b) Das Trapezsprengwerk. Bei diesem sind die durch die Eckpunkte des Sprengwerkes gebildeten Stützpunkte des Streckträgers,

auch wenn von der Zusammendrückung des Sprengwerkes abgesehen wird, in ihrer Höhenlage nicht fest, vielmehr ist auf die Verschieblichkeit des Systems Bedacht zu nehmen. Soll Gleichgewicht der Kräfte am Sprengwerk bestehen, so müssen, wie oben nachgewiesen wurde, die Drücke in den Stützpunkten in einem bestimmten Verhältnisse stehen, sich nämlich wie die Cotangenten der Strebenwinkel verhalten. Dieses Verhältnis muß für jeden Belastungsfall vorhanden sein und es wird dasselbe dadurch herbeigeführt, daß bei einer vom Gleichgewichtsfall des Sprengwerkes abweichenden Belastung sich die eine Ecke des Sprengwerkes senkt, die andere hebt, bis eine Ausgleichung der Stützendrücke in dem verlangten Verhältnisse durch den Streckträger bewirkt ist. Dabei wird allerdings vorausgesetzt, daß sich die Strebenwinkel bei der Formänderung nur unmerklich ändern, was bei einem entsprechend steifen Streckträger auch gewiß der Fall ist. Sind die beiden Streben des Trapezsprengwerkes gleich geneigt, so müssen hiernach für jeden Belastungsfall die Drücke in den Eckpunkten des Sprengwerkes gleich groß sein. Wären  $D_1$  und  $D_2$  die Drücke bei festen, unnachgiebigen Zwischenstützpunkten, so wird bei einem symmetrischen Sprengwerk sich die stärker belastete Ecke um ebensoviel senken, als sich die andere hebt, wodurch  $D_1$  um ebensoviel vermindert, als  $D_2$  vergrößert wird, bis die Gleichheit  $D_1 - \Delta = D_2 + \Delta = D$  erreicht ist. Der Druck auf das symmetrische Sprengwerk

$$D = \frac{1}{2} (D_1 + D_2)$$

entspricht sonach dem Mittel aus den Stützendrücken des kontinuierlichen Trägers mit festen Stützen.

Auf Grund dieser Beziehung kann die Berechnung des Trapezsprengwerkes auf jene des kontinuierlichen Trägers (§ 12) zurückgeführt werden. Hat man für diesen die Stützenmomente bestimmt, so können die Stützendrücke  $D_1$  und  $D_2$  entweder rechnerisch oder graphisch ermittelt werden. Aus diesen folgt

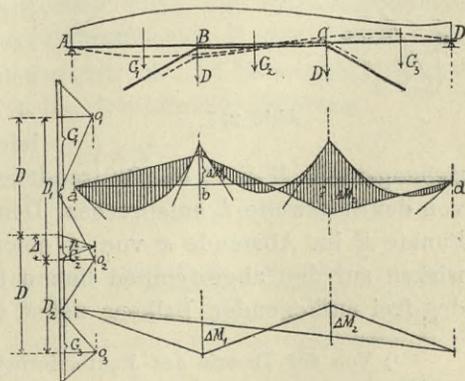


Abb. 216.

als Mittelwert  $D$  und es tritt zu den Kräften des kontinuierlichen Trägers ein Kräftepaar  $\Delta = D_1 - D = -(D_2 - D)$  hinzu, dessen Momenten-

wirkung leicht durch Konstruktion eines Seileckes erhalten wird. In Abb. 216 wurden zunächst von der Achse  $ad$  die Momente des kontinuierlichen Trägers für eine Belastung mit  $G_1$  im ersten,  $G_2$  im zweiten und  $G_3$  im dritten Felde aufgetragen. Aus den zugehörigen Kraftvierecken mit den in der Polweite  $H$  gelegenen Polpunkten  $O_1$ ,  $O_2$  und  $O_3$  ergeben sich die Drücke  $D_1$  und  $D_2$  und hieraus  $A = \frac{1}{2}(D_1 - D_2)$ . Das aus  $A$  mit der Polweite  $H$  konstruierte Seileck liefert die Momente, welche zu jenen des kontinuierlichen Trägers mit festen Stützen hinzutreten und damit (in den in der Abbildung schraffierten Ordinaten) die auf den Streckträger des Trapezsprengwerkes entfallenden Momente geben.

Dieses Berechnungsverfahren, welches für einen einzelnen Belastungsfall, also für eine ständige Belastung gut anzuwenden ist, leidet an Umständlichkeit, wenn verschiedene Belastungsfälle in Betracht kommen und wenn es sich um die Ermittlung der ungünstigsten Einwirkung der Verkehrsbelastung handelt<sup>1)</sup>. Wir wollen daher eine andere Berechnungsmethode entwickeln, welche zu einer einfachen und bequemen Verzeichnung der Einflußlinien der auf den Streckträger einwirkenden Kräfte verhelfen wird.

Der Balken  $AB$  (Abb. 217) sei durch ein Trapezsprengwerk in den Punkten  $C$  und  $D$  gestützt und beliebig belastet. Die in den Streben auftretenden Kräfte  $S_1$  und  $S_2$  lassen sich in je eine lotrechte Kraft  $V_1$  beziehungsweise  $V_2$  und in die in der Verbindungslinie der Strebenfußpunkte wirkende Kraft  $T$  zerlegen. Der Balken  $AB$  belastet seine Endstützen mit den Drücken  $A$  beziehungsweise  $B$  und es ist leicht einzusehen, daß  $A + V_1$  beziehungsweise  $B + V_2$  den Stützendrücken des frei aufliegenden Balkens von der Stützweite  $L$  entsprechen. Denkt man sich in einem beliebigen Punkte  $E$  im Abstände  $x$  von  $A$  einen lotrechten Schnitt geführt, so wirken auf den abgetrennten linken Systemteil die lotrechten Kräfte des frei aufliegenden Balkens nebst der Kraft  $T$  im Strebenaufleger,

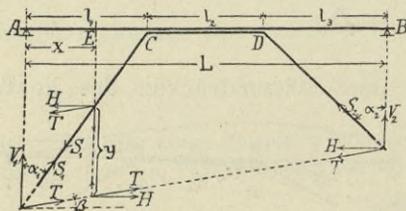


Abb. 217.

beziehungsweise  $B + V_2$  den Stützendrücken des frei aufliegenden Balkens von der Stützweite  $L$  entsprechen. Denkt man sich in einem beliebigen Punkte  $E$  im Abstände  $x$  von  $A$  einen lotrechten Schnitt geführt, so wirken auf den abgetrennten linken Systemteil die lotrechten Kräfte des frei aufliegenden Balkens nebst der Kraft  $T$  im Strebenaufleger,

<sup>1)</sup> Von der Theorie des kontinuierlichen Trägers ausgehend, findet sich die Berechnung der Sprengwerke ausführlich behandelt, und zwar analytisch in: Melan, „Theorie der Sprengwerke“. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereines 1876, und graphisch in: Steiner, „Kontinuierliche Träger auf balancierten Stützen“ ebenda.

ferner in der Schnittstelle die Strebenkraft  $S_1$ , welche wir wieder in  $V_1$  und  $T$  zerlegen. Diese Kräfte haben, auf den Querschnitt  $E$  des Streckträgers bezogen, ein Moment zur Folge, welches sich aus dem Momente  $\mathfrak{M}$  der Vertikalkräfte des frei aufliegenden Balkens und aus dem Momente des Kräftepaares  $T$  zusammensetzt. Letzteres kann durch die Horizontalkomponente  $H$  der Strebenkraft, nämlich durch  $Hy$  ausgedrückt werden, so daß das Moment für den Querschnitt des Streckträgers folgt aus

$$M = \mathfrak{M} - Hy. \quad (29)$$

Desgleichen kann die Summe der auf die Schnittfläche wirkenden lotrechten Kräfte, d. i. die Schwerkraft für den Streckträger ausgedrückt werden durch

$$Q = \mathfrak{Q} - V_1 = \mathfrak{Q} - H(\cotg \alpha - tg \beta).$$

Hierin bezeichnet  $\mathfrak{Q}$  die Querkraft im Schnitte  $E$  für den bloß an den Enden frei aufliegenden Balken,  $\alpha$  den Neigungswinkel der Strebe gegen die Lotrechte,  $\beta$  den Neigungswinkel der Fußpunktlinie gegen die Horizontale.

Es handelt sich sonach zur vollständigen Lösung der Aufgabe nur um die Bestimmung der Kraft  $H$ , wozu auf die elastischen Formänderungen einzugehen ist. Bezeichnet  $\mathfrak{A}$  die Formänderungsarbeit im ganzen System, so liefert nach einem bekannten Satze  $\frac{d\mathfrak{A}}{dH} = 0$  die Bestimmungsgleichung für  $H$ .

Wird die Formänderungsarbeit mit Vernachlässigung des Einflusses der Schubkräfte durch die Momente  $M$  der äußeren Kräfte und durch die Axialkräfte  $N$ , ferner durch die Trägheitsmomente  $J$  der auf Biegung und die Querschnittsflächen  $F$  der durch Axialkräfte beanspruchten Systemteile ausgedrückt, so lautet bei durchaus gleichem Elastizitätskoeffizienten die Bestimmungsgleichung

$$\int \frac{M dM}{J dH} ds + \int \frac{N dN}{F dH} ds = 0.$$

Hierin ist zu setzen:

	Moment	Axialkraft	Querschnittsfläche	Trägheitsmoment	Länge
für den Streckbalken	$\mathfrak{M} - Hy$	—	—	$J_1$	$l_1$ u. $l_3$
" " "	$\mathfrak{M} - Hy$	—	—	$J_2$	$l_2$
" Streben	—	$H \operatorname{cosec} \alpha$	$F_1$	—	$l_1 \operatorname{cosec} \alpha$
" " "	—	$H \operatorname{cosec} \alpha'$	$F_1$	—	$l_3 \operatorname{cosec} \alpha'$
" Sprengriegel	—	$H$	$F_2$	—	$l_2$

womit sich ergibt

$$-\int_0^L \frac{\mathfrak{M} y}{J} dx + H \int_0^L \frac{y^2}{J} dx + H \left[ \frac{l_1 \operatorname{cosec}^3 \alpha}{F_1} + \frac{l_3 \operatorname{cosec}^3 \alpha'}{F_1'} + \frac{l_2}{F_2} \right] = 0$$

und

$$H = \frac{\int_0^L \frac{\mathfrak{M} y}{J} dx}{\int_0^L \frac{y^2}{J} dx + \frac{l_1 \operatorname{cosec}^3 \alpha}{F_1} + \frac{l_3 \operatorname{cosec}^3 \alpha'}{F_1'} + \frac{l_2}{F_2}} = \frac{\int_0^L \frac{\mathfrak{M} y dx}{J}}{\int_0^L \frac{y^2}{J} dx + C} \dots (30)$$

Es ist dies der bekannte Ausdruck für die Horizontalkraft eines Stütz- oder Hängeträgers. Derselbe läßt eine einfache graphische Ermittlung zu, wenn die äußere Belastung bloß aus einer Einzellast besteht. Diese sei  $G=1$  und wirke im Punkte  $F$  (Abb. 218) im Abstände  $\xi$  von  $A$ .

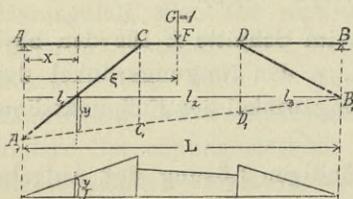


Abb. 218.

Für die Querschnitte von  $x=0$  bis  $x=\xi$  ist  $\mathfrak{M} = 1 \cdot \frac{(L-\xi)x}{L}$  für die

Querschnitte von  $x=\xi$  bis  $x=L \dots \mathfrak{M} = 1 \cdot \frac{\xi}{L}(L-x)$  und

$$\int_0^L \frac{\mathfrak{M} y}{J} dx = \frac{L-\xi}{L} \int_0^\xi \frac{x y}{J} dx + \frac{\xi}{L} \int_\xi^L \frac{(L-x) y}{J} dx.$$

Den gleichen Ausdruck erhält man für das Moment im Punkte  $F$  eines frei aufliegenden Trägers von der Stützweite  $L$ , der mit  $\frac{y}{J}$  stetig belastet ist.

Ebenso stellt  $\int \frac{y^2}{J} dx$  die Momentensumme dieser Lasten  $\frac{y}{J}$  dar, wenn man dieselben an den Hebelarmen  $y$  wirken läßt.

Die graphische Bestimmung dieser Momente läßt sich mit Hilfe von Seilpolygonen leicht durchführen. Das Trägheitsmoment des Streckträgers ist entweder durchaus oder wenigstens in den Strecken  $l_1 l_2 l_3$  konstant. Die stetige Belastung  $\frac{y}{J}$  kann daher durch die in den Schwerpunkten der Dreiecks- und Trapezflächen  $A_1 CC_1$ ,  $CC_1 DD_1$  und  $DD_1 B_1$  angreifenden, diesen Flächen proportionalen Gewichte ersetzt werden.

In der Abb. 219 ist als Beispiel ein symmetrisches Sprengwerk behandelt worden. Es ist hier  $l_1 = l_2 = l_3 = 6\text{ m}$  und  $h = 4\text{ m}$ , ferner  $J_1 = 0.0054\text{ m}^3$ ,  $J_2 = 2J_1 = 0.0108$ ,  $F_1 = F_2 = 0.09\text{ m}^2$ .

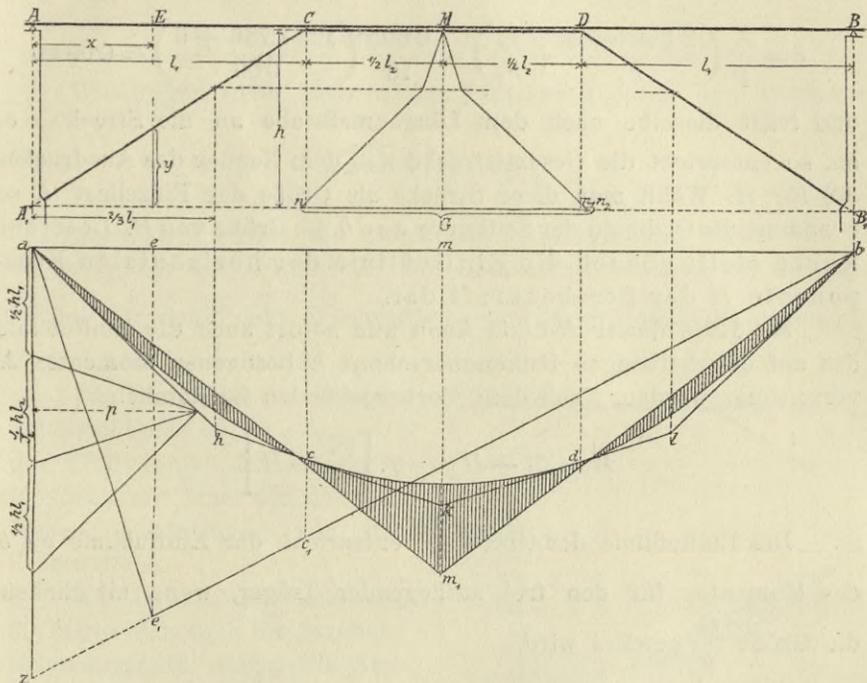


Abb. 219.

Den drei Feldern entsprechend sind als Belastungsgewichte anzunehmen:  $\frac{1}{2} h l_1 = 12$  und  $\frac{J_1}{J_2} h l_2 = \frac{1}{2} 4 \cdot 6 = 12$ .

Die Gewichte wirken in den Abständen  $\frac{2}{3} l_1$  von den Endstützen und in der Mitte von  $l_2$ . Das aus ihnen verzeichnete Kraftpolygon liefert mit der beliebig angenommenen Polweite  $p = 18$  das Seil-eck  $ahklb$ . Die dafür zu setzende Seilkurve tangiert in den Punkten  $c$  und  $d$ ; sie ist zwischen  $c$  und  $d$  ein Parabelbogen, in den äußeren Strecken  $ac$  und  $db$  ein Teil einer kubischen Parabel, von der einzelne Punkte und einhüllende Tangenten leicht durch weitere Teilung der belastenden Dreiecksfläche bestimmt werden können.

Läßt man die obigen Gewichte in den Höhen  $\frac{2}{3} h$  und  $h$  horizontal wirken, so gibt der Abschnitt des dafür gezeichneten Seil-

eckes (dessen Seiten senkrecht zu den Polstrahlen gezogen wurden)

auf der Fußlinie  $A_1 B_1$  die Größe  $\overline{nn_1} = \frac{J_1}{p} \int \frac{y^2}{J} dx$ .

Berechnet man noch die kleine Korrekptionsgröße

$$c = \frac{J_1}{p} \left( \frac{2 l_1 \operatorname{cosec}^3 \alpha}{F_1} + \frac{l_2}{F_2} \right) = \frac{0.005}{18} \left( \frac{12 \cdot 1.736 + 6}{0.09} \right) = 0.09 m$$

und trägt dieselbe nach dem Längenmaßstabe an die Strecke  $\overline{nn_1}$  an, so entspricht die Gesamtstrecke  $\overline{nn_2}$  dem Nenner des Ausdruckes 30) für  $H$ . Wählt man diese Strecke als Größe der Einzellast  $G$ , so bestimmt die Ordinate der Seilkurve  $acdb$  die Größe von  $H$ . Letztere Kurve stellt sonach die Einflußlinie der horizontalen Komponente  $H$  der Strebenkraft dar.

Mit Hilfe dieser  $H$ -Linie kann nun sofort auch die Einflußlinie des auf den beliebigen Balkenquerschnitt  $E$  bezogenen Momentes  $M$  verzeichnet werden. Nach dem Vorhergehenden ist nämlich

$$M = \mathfrak{M} - Hy = y \cdot \left[ \frac{\mathfrak{M}}{y} - H \right]$$

Die Einflußlinie der Größe  $\frac{\mathfrak{M}}{y}$  entspricht der Einflußlinie  $a e_1 b$  des Momentes für den frei aufliegenden Träger, wenn als Einheit die Größe  $\frac{G}{y}$  gewählt wird.

Zu ihrer Verzeichnung braucht man nur den Abschnitt

$$\overline{az} = G \cdot \frac{x}{y} = \frac{l_1}{h} G$$

auf der linken Stützenlotrechten aufzutragen; dieser ist für alle Balkenquerschnitte zwischen  $A$  und  $C$  konstant. In unserem Beispiele ist  $\overline{az} = \frac{3}{2} G$  und es liegen die Eckpunkte  $e_1$  aller Einflußlinien für die Querschnitte zwischen  $A$  und  $C$  auf der Linie  $zb$ . Für den mittelsten Querschnitt  $M$  ist  $\overline{mm_1} = \frac{L}{4h} G$  und für die Querschnitte zwischen  $C$  und  $D$  liegen die Eckpunkte der Einflußlinien auf einer durch  $e_1$  und  $m_1$  bestimmten Parabel.

Zieht man von diesen Einflußlinien die Ordinaten der  $H$ -Linie ab, so geben die Ordinattendifferenzen mit dem jeweiligen  $y$  multipliziert die Einflußgrößen für das Balkenmoment  $M$ . (In der Abb. 219 ist die Einflußfläche für den mittelsten Querschnitt schraffiert.)

Man kann hieraus die größten positiven und negativen Momente, welche unter einer gegebenen Belastung auftreten, in der bekannten Weise bestimmen.

Ähnliches gilt bezüglich der Querkräfte. Es ist für das Seitenfeld

$$Q = \bar{Q} - H \cotg \alpha = \cotg \alpha [\bar{Q} \operatorname{tg} \alpha - H].$$

Wir tragen (Abb. 220) in der Stützenlotrechten den Abschnitt

$$\overline{az} = G \operatorname{tg} \alpha = G \frac{l_1}{h}$$

auf, verzeichnen damit die Querkraftlinie  $\bar{Q} \operatorname{tg} \alpha$  und ziehen davon die Ordinaten der  $H$ -Linie ab. Die Ordinatendifferenzen (in der Abbildung für den Punkt  $E$  schraffiert) sind dann noch mit  $\cotg \alpha = \frac{h}{l_1}$  zu multiplizieren.

Für die Querschnitte im mittleren Felde ist, da  $\cotg \alpha = 0$ , die Einflußlinie der Querkraft identisch mit jener für den einfachen Balkenträger von der Stützweite  $L$ .

Auf Grund der Gleichung 30) lassen sich auch für gegebene Belastungsfälle analytische Ausdrücke zur Berechnung von  $H$  und der übrigen angreifenden Kräfte entwickeln; doch wird hierauf nicht näher eingegangen<sup>1)</sup>.

Es sei hier nur angeführt, daß die auf den Streckträger des Sprengwerkes entfallenden Maximalmomente größer werden als die Momente eines kontinuierlichen Trägers mit festen Stützen. So ergibt sich bei gleichen Feldern  $l_1 = l_2$  und konstantem Trägheitsmomente  $J$  das unter einer gleichmäßig verteilten Verkehrslast  $p$  auftretende größte Maximalmoment mit  $0.1825 p l^2$  gegenüber  $0.11 p l^2$  beim kontinuierlichen Träger mit festen Stützen.

Wird von der elastischen Verkürzung der Streben, welcher die geringfügige Korrektur  $\overline{n_1 n_2}$  an der Größe der Last  $G = \overline{n n_2}$  entspricht, abgesehen, so ergibt sich für  $G$  über  $C$  oder  $D$ , d. i. über

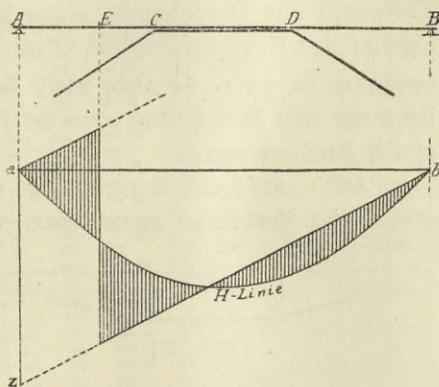


Abb. 220.

<sup>1)</sup> Siehe die oberwähnte Abhandlung in Zeitschrift des österr. Ingen. u. Arch.-Vereines 1876.

einer Ecke des Sprengwerkes  $H = \frac{1}{2} G \frac{h}{l_1}$  oder  $= \frac{1}{2} az$ . Der auf das Sprengwerk übertragene Druck wird sonach für diese Lastlage  $D = \frac{1}{2} G$ .

Die obige Berechnungsmethode läßt sich verallgemeinern und auf jedes beliebige, durch einen Streckträger versteifte Stabvieleck, also auch auf das Dreiecks- und das polygonale Sprengwerk anwenden. Man konstruiert zunächst die Einflußlinie des Horizontalschubes  $H$  als Seilkurve der Lasten  $\frac{y}{J}$ , wo  $y$  die Höhe des Stabpolygons,  $J$  das Trägheitsmoment des Versteifungs- oder Streckträgers bezeichnet, und kann daraus in gleicher Weise wie oben die Einflußlinien der Momente und Querkräfte für den Streckträger ableiten. Auf das Dreieckssprengwerk angewendet ergibt sich damit auch ein Verfahren zur Berechnung eines kontinuierlichen Trägers über zwei Felder; das Korrektionsglied  $C$  im Nenner von  $H$  (d. i. die Korrekturgröße  $n_1 n_2$  an  $G$  in Abb. 219) berücksichtigt dabei die elastische Senkung der Mittelstütze; sie ist für den Träger auf festen Stützen gleich Null zu setzen.

Auch auf die Berechnung der armierten Träger ist dieses graphische Verfahren anwendbar, wobei es im Wesen der Methode

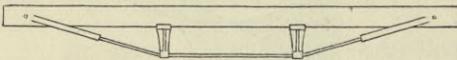


Abb. 221.

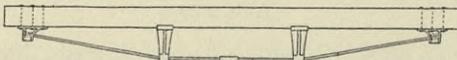


Abb. 222.

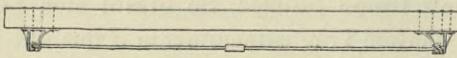


Abb. 223.

keinen Unterschied macht, ob der Anschluß der zur Armierung dienenden Zugbänder in der Achse des Balkens erfolgt (Abb. 221) oder exzentrisch (Abb. 222). Bei letzterer Anordnung, welche überdies auch leichter herzustellen ist, als der zentrische Anschluß, kommt auf den Endquerschnitt des Balkens ein Moment  $-Hy_0$ , welches

die positiven Biegemomente des Balkens vermindert und daher, namentlich in Verbindung mit einer künstlichen Anspannung der Zugbänder, für die Beanspruchung des Balkens günstig wirkt. Die Armierung kann dabei als Dreiecks- oder Trapezhängwerk oder endlich auch nur als gerades, exzentrisch angeschlossenes Zugband (Abb. 223) ausgeführt werden. Das graphische Berechnungsverfahren bleibt in allen Fällen das gleiche; man erhält die  $H$ -Linie als Seil-

polygon der Gewichte  $\frac{y}{J}$ , wenn unter  $y$  der Höhenabstand zwischen den Achsen des Balkens und der Zugbänder verstanden wird<sup>1)</sup>.

Bei dem von zwei Sprengwerken gestützten Balken (Abb. 224) wird die Berechnung umständlicher, da man es hier mit einer zweifachen statischen Un-

bestimmtheit zu tun hat. Wir führen wieder die Horizontalkräfte  $H_1$  und  $H_2$  der beiden Sprengwerke als Un-

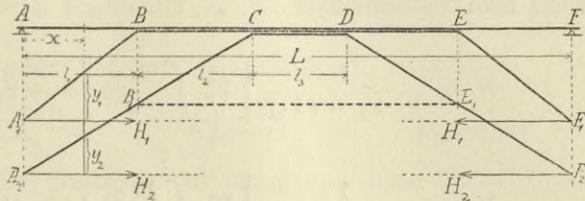


Abb. 224.

bekannte ein und erhalten mit den Bezeichnungen der Abb. 224 für das Moment in einem Querschnitt des Streckbalkens

$$M = \mathfrak{M} - H_1 y_1 - H_2 y_2$$

worin  $\mathfrak{M}$  das Moment des frei aufliegenden Balkens von der Stützweite  $L$  bedeutet. Sieht man von dem, wie oben an dem Beispiele nachgewiesen wurde, sehr geringen Einflusse der Strebenverkürzungen durch die Axialkräfte ab, so lautet der Ausdruck für die Form-

änderungsarbeit  $\mathfrak{A} = \frac{1}{2} \int \frac{M^2}{EJ} dx$  und die Bestimmungsgleichungen für  $H_1$  und  $H_2$  folgen aus

$$\int \frac{M}{J} \frac{dM}{dH_1} dx = 0 \quad \text{und} \quad \int \frac{M}{J} \frac{dM}{dH_2} dx = 0$$

Die Einsetzung von  $M$  ergibt:

$$-\int_0^L \frac{\mathfrak{M} y_1}{J} dx + H_1 \int_0^L \frac{y_1^2}{J} dx + H_2 \int_0^L \frac{y_1 y_2}{J} dx = 0$$

$$-\int_0^L \frac{\mathfrak{M} y_2}{J} dx + H_1 \int_0^L \frac{y_1 y_2}{J} dx + H_2 \int_0^L \frac{y_2^2}{J} dx = 0$$

<sup>1)</sup> Über die analytische Behandlung des „armierten Trägers mit exzentrischem Strebenanschluß“ siehe Fried. Hartmann, Zeitschrift des österr. Ing. u. Arch.-Vereines 1908, Nr. 32 u. 33.

Mit Einführung der abkürzenden Bezeichnungen

$$\int_0^L \frac{y_1^2}{J} dx = Y_1 \quad \int_0^L \frac{y_2^2}{J} dx = Y_2 \quad \int_0^L \frac{y_1 y_2}{J} dx = Y_3$$

erhält man schließlich

$$\left. \begin{aligned} H_1 &= \frac{1}{Y_1 Y_2 - (Y_3)^2} \left[ Y_2 \int_0^L \frac{\mathfrak{M} y_1}{J} dx - Y_3 \int_0^L \frac{\mathfrak{M} y_2}{J} dx \right] \\ H_2 &= \frac{1}{Y_1 Y_2 - (Y_3)^2} \left[ Y_1 \int_0^L \frac{\mathfrak{M} y_2}{J} dx - Y_3 \int_0^L \frac{\mathfrak{M} y_1}{J} dx \right] \end{aligned} \right\} \dots (31)$$

Die Größen  $Y_1$   $Y_2$  und  $Y_3$ , ebenso  $\int \frac{\mathfrak{M} y_1}{J} dx$  und  $\int \frac{\mathfrak{M} y_2}{J} dx$  für Belastung durch eine Einzellast lassen sich wieder wie oben durch Konstruktion der Seillinien für die Gewichte  $\frac{y_1}{J}$  und  $\frac{y_2}{J}$  erhalten, aus deren Ordinaten die Einflußlinien für  $H_1$  und  $H_2$  nach vorstehenden Formeln gerechnet werden können.

Zur Erzielung größerer Genauigkeit wird es sich aber empfehlen, die  $Y_1$   $Y_2$   $Y_3$  nicht durch Konstruktion, sondern durch Rechnung zu ermitteln, was bei, in den Längen  $l_1$   $l_2$   $l_3$ , konstantem Trägheitsmoment des Streckbalkens sehr einfach ist. Man kann dann die Einflußlinien für  $H_1$  und  $H_2$  unmittelbar als Seillinien erhalten, wenn als Belastung für  $H_1$  die Gewichte  $\left(\frac{Y_2}{J} y_1 - \frac{Y_3}{J} y_2\right)$  und für  $H_2$  die Gewichte  $\left(\frac{Y_1}{J} y_2 - \frac{Y_3}{J} y_1\right)$  angesetzt werden. Die diesen Gewichten entsprechenden Belastungsflächen sind leicht anzugeben. Konstruiert man dafür aus einer Polweite  $p = \frac{1}{G} (Y_1 Y_2 - Y_3^2)$  die Seillinien, so entsprechen diese den Einflußlinien von  $H_1$  und  $H_2$  unter Zugrundelegung der im Längenmaßstabe gemessenen Kräfteinheit  $G$ .

Wenn die Formänderung der Streben nicht berücksichtigt wird, so ist es gleichgiltig, in welcher Form die Sprengwerke angenommen werden. Zur Vereinfachung der Berechnung wird es sich empfehlen, die Strebenneigungen in beiden Sprengwerken gleich anzunehmen, also das Sprengwerk  $A_1 B E F_1$  (Abb. 224) durch  $A_2 B_1 E_1 F_2$  zu ersetzen. Wählt man überdies (für die Rechnung) die Strebenneigung

mit  $45^\circ$ , so entsprechen  $H_1$  und  $H_2$  auch den lotrechten Drücken  $D_1$  und  $D_2$ , welche in den Eckpunkten der beiden Sprengwerke übertragen werden.

Es läßt sich nachweisen, daß für die Lage der Last  $G$  über einer Ecke des einen Sprengwerkes der auf das andere Sprengwerk übertragene Druck gleich Null wird. Es ist also

für $G$ über $B$ oder $E$	$D_1 = \frac{1}{2} G$	$D_2 = 0$
„ $G$ „ $C$ „ $D$	$D_1 = 0$	$D_2 = \frac{1}{2} G$

Man wird dies als Kontrolle bei der graphischen Verzeichnung der  $H$ -Linien berücksichtigen.

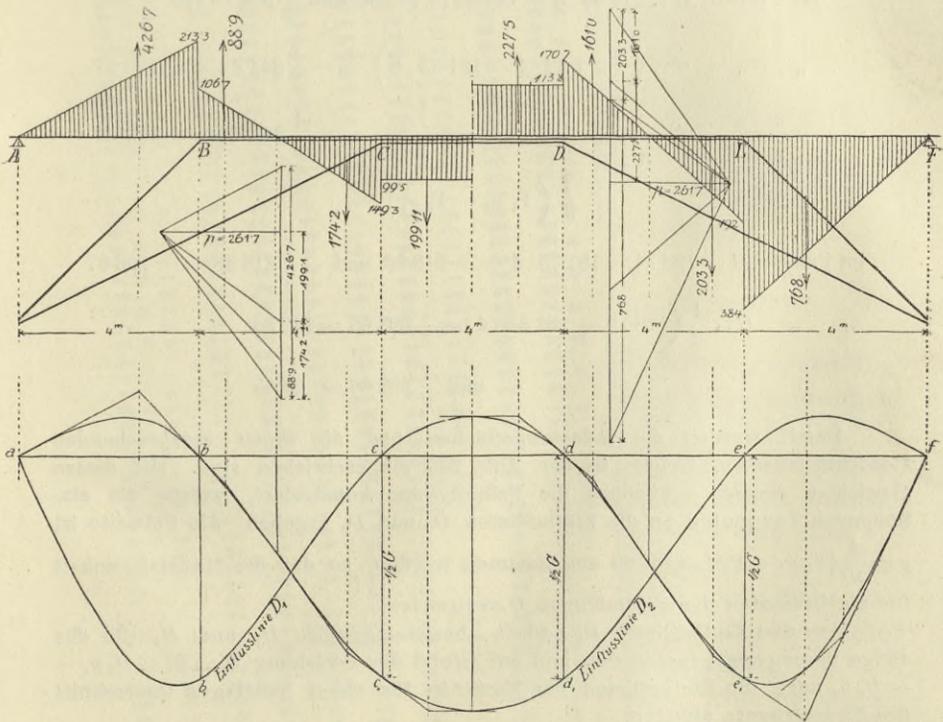


Abb. 225.

Abb. 225 zeigt die nach dem oben entwickelten Verfahren durchgeführte Konstruktion der Einflußlinien  $D_1$  und  $D_2$  für ein Sprengwerk mit gleicher Felderteilung. Es ist  $l_1 = l_2 = l_3 = 4$  m, die Trägheitsmomente des Streckbalkens sind

im Felde	$AB = J$
„ „	$BC = 2J$
„ „	$CD = 3J$

Wir legen eine Strebenneigung von  $45^\circ$  zugrunde und erhalten

$$Y_1 = 2 \left[ 8 \cdot \frac{8}{3} + \frac{1}{2} 16 \cdot 4 + \frac{1}{3} 8 \cdot 4 \right] = 128$$

$$Y_2 = 2 \left[ 8 \cdot \frac{8}{3} + \frac{1}{2} 24 \cdot 6 \cdot 222 + \frac{1}{3} 16 \cdot 8 \right] = 277 \cdot 333$$

$$Y_3 = 2 \left[ 8 \cdot \frac{8}{3} + \frac{1}{2} 24 \cdot 4 + \frac{1}{3} 16 \cdot 4 \right] = 181 \cdot 333$$

$$Y_1 Y_2 - Y_3^2 = 2616 \cdot 89$$

Die Gewichte für die Konstruktion der Einflußlinien rechnen sich mit folgenden Werten: Es wird

$$\frac{1}{J} (Y_2 y_1 - Y_3 y_2)$$

im Punkte  $B \dots 277 \cdot 33 \cdot 4 - 181 \cdot 33 \cdot 4 = 384$  und  $\frac{1}{2} 384 = 192$

„ „  $C \dots \frac{1}{2} (277 \cdot 33 \cdot 4 - 181 \cdot 33 \cdot 8) = -\frac{1}{2} 341 \cdot 33 = -170 \cdot 67$

$$-\frac{1}{3} 341 \cdot 33 = -113 \cdot 78$$

$$\frac{1}{J} (Y_1 y_2 - Y_3 y_1)$$

im Punkte  $B \dots 128 \cdot 4 - 181 \cdot 33 \cdot 4 = -213 \cdot 33$  und  $-\frac{1}{2} 213 \cdot 33 = -106 \cdot 67$

„ „  $C \dots \frac{1}{2} (128 \cdot 8 - 181 \cdot 33 \cdot 4) = \frac{1}{2} 298 \cdot 66 = 149 \cdot 33$

$$\text{und } \frac{1}{3} 298 \cdot 66 = 99 \cdot 55$$

Damit wurden die Belastungsflächen und die ihnen entsprechenden Gewichte erhalten, welche in der Abb. 225 eingeschrieben sind. Mit diesen Gewichten wurden schließlich die Seilpolygone konstruiert, welche die einhüllenden Tangenten an die Einflußlinien  $D_1$  und  $D_2$  ergeben. Als Polweite ist

$p = \frac{1}{10} (Y_1 Y_2 - Y_3^2) = 261 \cdot 69$  angenommen worden, so daß die Maßstabseinheit für die Ordinaten der Einflußlinien  $G = 10 \text{ m}$  ist.

Aus den Einflußlinien  $D_1$  und  $D_2$ , beziehungsweise  $H_1$  und  $H_2$  (für das  $45^\circ$ ige Sprengwerk) lassen sich nun auf Grund der Gleichung  $M = \mathfrak{M} - H_1 y_1 - H_2 y_2$  auch die Einflußlinien der Momente für einen beliebigen Querschnitt des Streckträgers ableiten.

### Konstruktive Durchführung.

Das Sprengwerk wird in der Regel für sich abgebunden und der Streckträger ohne Schwächung darüber geführt. Trapezsprengwerke erhalten daher einen die Streben verbindenden Sprengriegel und nur bei ganz kleinen Spannweiten und leicht belasteten Sprengwerken,

(Gerüsten), können die Streben mit Weglassung des Sprengriegels unmittelbar in den Streckträger eingelassen werden. Die Abb. 226 *a—h* zeigen verschiedene Anordnungen der Strebenverbindungen.

Häufig stoßen die Streben oder Strebe und Sprengriegel bloß stumpf zusammen und sind gegen seitliche Verschiebung nur durch Klammern oder Winkelbänder gesichert (Abb. *a* und *d*). Für stärker beanspruchte und dauerhaftere Konstruktionen empfiehlt sich die Anwendung gußeiserner Schuhe (Abb. *b*, *e* und *f*). Diese sind mit

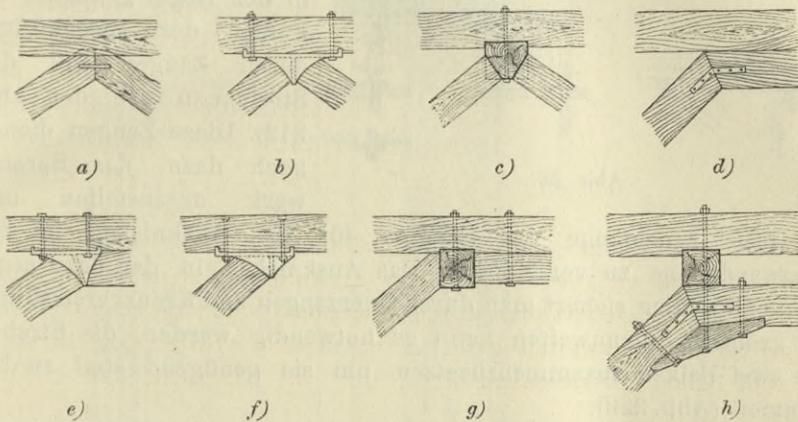


Abb. 226.

Schraubenbolzen an den Streckträger zu befestigen und zweckmäßig in dessen Unterseite mit Randrippen einzulassen. Letzteres namentlich dann, wenn kein besonderer Sprengriegel angeordnet wird (Abb. *f*). Wird ein Unterzug angeordnet, so kann derselbe zwischen die Streben, beziehungsweise zwischen Strebe und Sprengriegel gelegt werden (Abb. *c* und *g*) oder man lagert ihn auf das Sprengwerk auf (Abb. *h*). Im ersteren Falle darf der Druck in den Stemmflächen nicht zu groß sein (nicht über  $15 \text{ kg/cm}^2$ ), da sonst das quer zur Faser gedrückte Holz zu starke Zusammendrückungen erfahren würde, welche stärkere Einsenkungen des Sprengwerkes zur Folge hätten.

Unterzüge werden dann notwendig, wenn nicht jeder unter der Fahrbahn gelegene Längsträger durch ein Sprengwerk unterstützt wird. Liegen nämlich bei einer Straßenbrücke die Streuböhlen unmittelbar auf den Streckträgern, so sind diese in  $0.9 \text{ m}$  bis  $1.0 \text{ m}$  Abstand anzuordnen. Die Sprengwerke können aber bei leichten Belastungen einen größeren Abstand erhalten und es werden dann die zwischen ihnen liegenden Längsbalken von den Unterzügen getragen. Letztere sind natürlich auf ihre Biegungsbeanspruchung zu berechnen.

Die Streckträger werden je nach der Größe des auf sie entfallenden Momentes als einfache oder als zusammengesetzte Balken (verzahnt oder verdübelt) ausgeführt. Bei Trapez- und bei mehrfachen Sprengwerken mit größerem Mittelfelde und im Verhältnis zum Eigengewicht hoher Verkehrsbelastung kann es vorkommen, daß für gewisse Belastungsfälle der Druck auf die Endstützen negativ wird. Man muß dann dem Abheben dieser Enden durch eine Verankerung vorbeugen

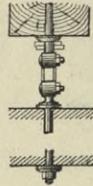
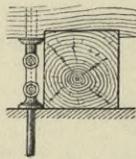
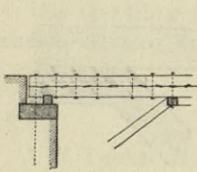


Abb. 227.

(Abb. 227). Es wird aber in der Regel genügen, die Enden der Streckträger durch Zangen mit den Streben zu verbinden (Abb. 212). Diese Zangen dienen auch dazu, das Sprengwerk auszusteifen und

die freie Knicklänge der Streben für das Ausknicken in der Tragwandebene zu vermindern. Das Ausknicken in der dazu senkrechten Richtung sichert man durch Querzangen und Kreuzverstrebung. Bei größeren Spannweiten kann es notwendig werden, die Streben aus zwei Balken zusammensetzen, um sie genügend steif zu bekommen (Abb. 229).

Die Abb. 228 und 229 zeigen Beispiele von mehrfachen Sprengwerken, und zwar eine Straßenbrücke mit 17 m Öffnungsweite, und eine Eisenbahnbrücke mit 19 m weiten Öffnungen. Bei letzterer liegen unter jedem Geleise zwei Tragwände und es sind Querverbände mittels Durchzügen, die an den Kreuzungspunkten der schrägen Zangen mit den Streben liegen, sowie Kreuzverstrebungen zwischen den Streben des Hauptsprengwerkes und zwischen den Jochständern angebracht.

Bei gemauerten Widerlagern oder Pfeilern sind in den Stützpunkten der Streben Quader anzuordnen. Der Strebenfuß ist entweder in einer Mauernische oder auf einem Mauerabsatze gelagert (Abb. 230 a bis d). Letzteres ist vorzuziehen, da hierbei der Strebenfuß luftiger und trockener gehalten ist. Man hat zu diesem Zweck den eingemauerten Strebenfuß wohl auch auf eine hohl liegende Gußeisenplatte gesetzt (Abb. b). Man stützt die Streben zuweilen auch gegen eine Mauerschwelle (Abb. c), wenn man die Anordnung größerer Quader ersparen und doch eine gewisse Verteilung des Druckes erzielen will. Solche Mauerschwellen faulen aber leicht an. Die solideste Auflagerung erzielt man unter Anwendung gußeiserner Schuhe (Abb. d), aus einer ebenen Platte bestehend mit aufrechten, niedrigen, den



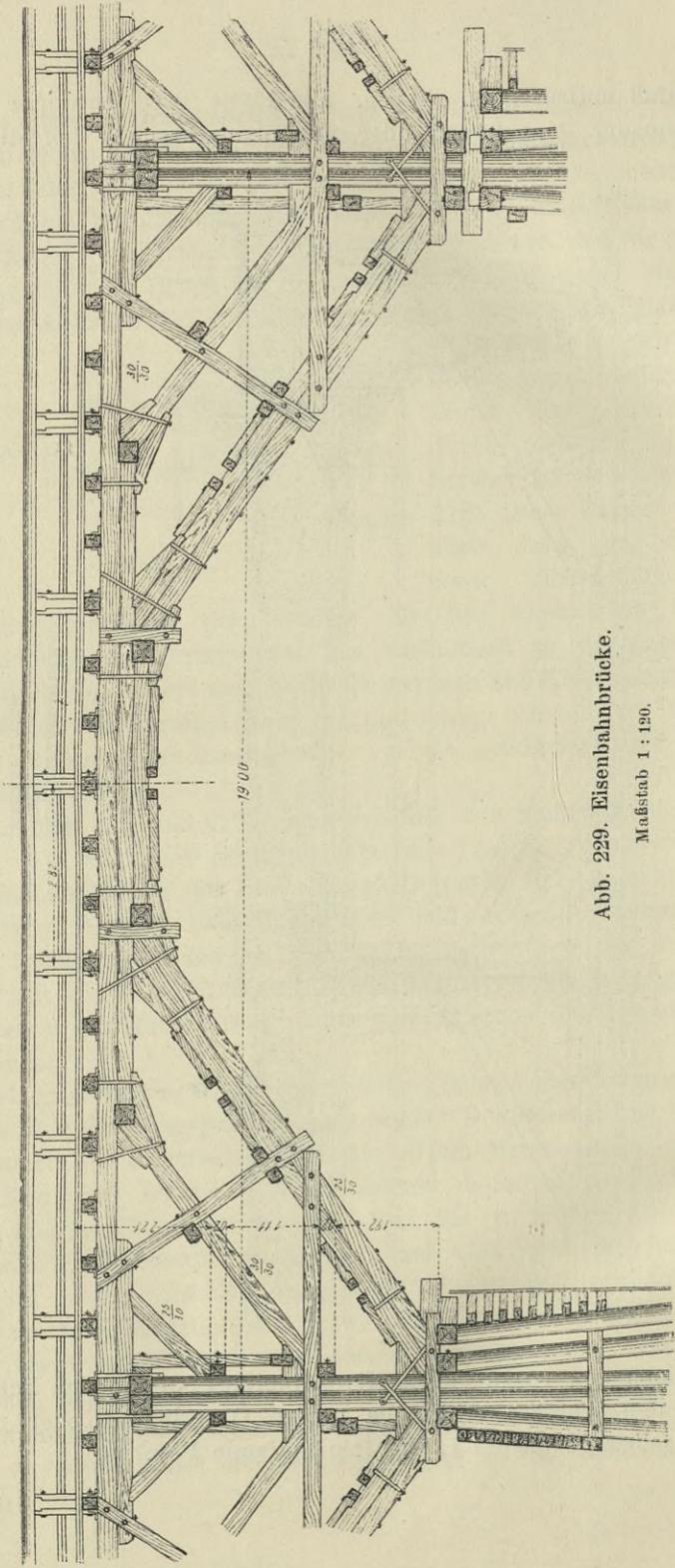


Abb. 229. Eisenbahnbrücke.

Maßstab 1 : 120.

Stützt sich das Sprengwerk gegen einen hölzernen Mittelpfeiler, so werden zur Auflagerung die Gurthölzer, das sind seitliche, horizontale Balken, welche an die Jochständer angeschraubt sind, benutzt; diese Verbindung wird noch durch einen Quersattel oder durch Querzangen und durch Verschraubung verstärkt.

Für stärker belastete Sprengwerke ist jedoch diese Auflagerung an sich für die Aufnahme der lotrechten Komponente der Streben-

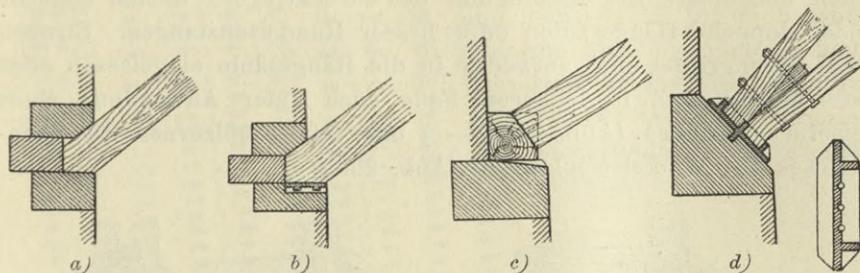


Abb. 230.

kraft zu schwach, es würde sich ein Abbiegen der Schraubenbolzen und ein Hinabdrücken der Gurthölzer herausstellen; letztere sind daher noch direkt durch Jochpfähle zu unterstützen, welche zweck-

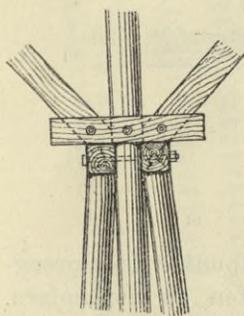


Abb. 231.

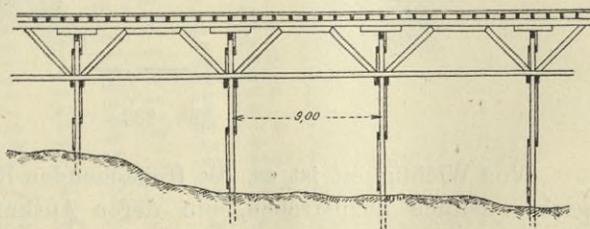


Abb. 232.

mäßig etwas schief gerammt werden, um dem Joche die notwendige Stabilität gegen die bei ungleichartiger Belastung der beiderseitigen Öffnungen auftretende Horizontalkraft zu sichern (Abb. 231).

Braucht der Raum unter dem Sprengwerke nicht frei gehalten zu werden (Abb. 232), so wird man bei nicht allzu großer Öffnungsweite die Joche mittels durchgehender horizontaler Zangen verbinden, um die Ständer von der wagrechten Beanspruchung zu entlasten; in diesem Falle genügen einfache Joche, da die Längszangen den Horizontalschub bei ungleicher Belastung der Öffnungen aufnehmen.

Können bei beschränkter Konstruktionshöhe die Strebenanläufe nicht genügend tief gelegt werden, um noch eine günstige Strebenneigung zu erzielen, so kann das überhöhte Sprengwerk zur Anwendung kommen, an welches der Streckträger angehängt wird (Abb. 210). An den Kreuzungen der Streben mit dem Streckträger sind Balkenschwächungen tunlichst zu vermeiden. Man macht daher entweder die Streben doppelt und führt zwischen ihnen den Streckträger durch oder umgekehrt. Zur Anhängung des Streckträgers dienen einfache oder doppelte Hängesäulen oder besser Rundeisenstangen. Streben und Sprengriegel sind entweder in die Hängesäule eingelassen oder stumpf gestoßen, in letzterem Falle auch unter Anwendung eines eisernen Schuhs (Abb. 233 *a—c*) oder eines hölzernen Zwischenstückes mit Winkeleisenlaschen (Abb. 236 *e*).

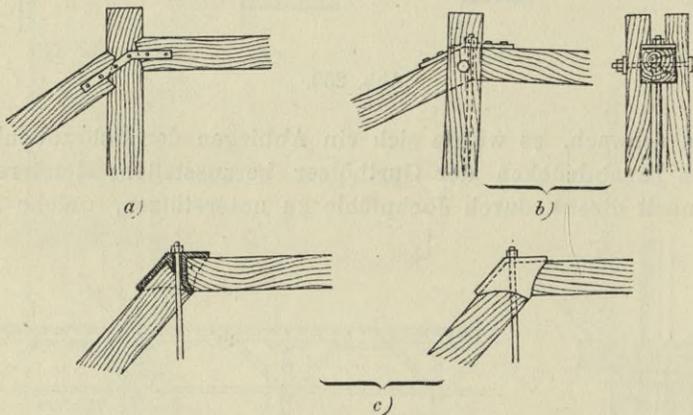


Abb. 233.

Von Wichtigkeit ist es, die freistehenden Eckpunkte des Sprengwerkes seitlich abzustreben, um deren Ausknicken zu verhindern. Man wird daher immer, auch wenn die Anhängung des Streckträgers mit Rundeisenstangen bewerkstelligt ist, seitlich lotrechte Pfosten anlegen, die man entsprechend abstreben kann.

In erhöhtem Maße gilt dies bezüglich jener Anordnung, bei der das Sprengwerk ganz über den Streckträger gelegt ist. Die Streben stützen sich hier auf die Enden des Streckträgers und übertragen auf diesen ihre Horizontkraft, so daß die Widerlager nur lotrecht belastet sind.

Abb. 234 gibt ein Beispiel einer derartigen Trägerkonstruktion für eine eingeleisige Hauptbahnbrücke von 10 m Lichtweite. Der als verzahnter Balken ausgeführte Streckträger wird durch Anhängung

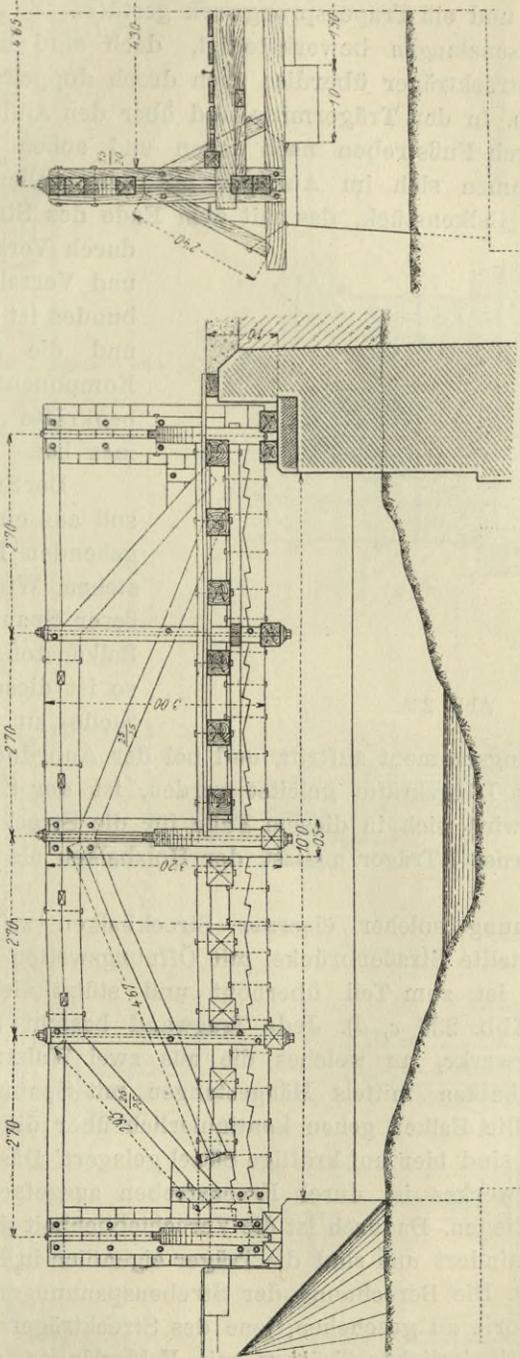


Abb. 234. Eisenbahnbrücke.

Maßstab 1 : 100.

an ein Dreiecks- und ein Trapezsprengwerk gestützt. Die Anhängung ist durch Rundeisenstangen bewerkstelligt, doch sind die Sprengwerke mit dem Streckträger überdies auch durch doppelte lotrechte Balken verbunden. In der Trägermitte und über den Auflagern sind diese Balken durch Fußstreben nach innen und außen abgestützt. Die Streben stemmen sich im Auflager mit dem vollen Stirnholz gegen ein kurzes Balkenstück, das mit dem Ende des Streckträgers

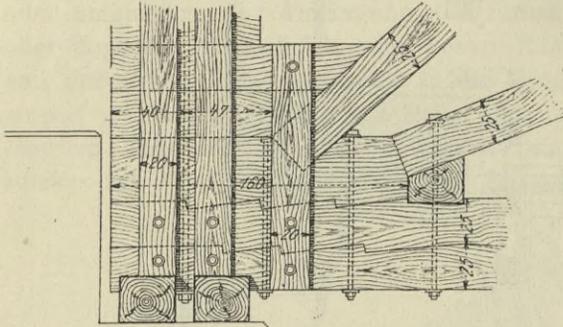


Abb. 235.

durch Verschraubung und Verzahnung verbunden ist (Abb. 235), und die horizontale Komponente der Strebenkräfte aufzunehmen hat.

Der Streckträger soll aus einem durchgehenden Balken bestehen. Wird bei größerer Spannweite ein Balkenstoß notwendig, so ist dieser an eine Stelle zu legen, wo

ein kleines Biegemoment auftritt, und bei der Anordnung, wo in den Streckträger Längskräfte geleitet werden, ist der Stoß gut zu verlaschen. Es wird sich in diesem Falle für die Streckbalken die Verwendung eiserner I-Träger anstatt der Holzbalken als vorteilhaft erweisen.

Die Anordnung solcher eiserner Streckbalken zeigt die in Abb. 236 dargestellte Straßenbrücke mit Öffnungsweiten von 30 m. Das Sprengwerk ist zum Teil überhöht und stützt sich auf die Zwischenjoche (Abb. 236 c, d). Jede Tragwand besteht aus einem doppelten Sprengwerke, an welches die aus zwei Walzträgern bestehenden Streckbalken mittels Hängestangen mit Spanschlössern angehängt sind. Die Balken gehen kontinuierlich über die Zwischenjoche durch und sind hier auf kräftige Sättel gelagert. Das Mittelfach des Trapezsprengwerkes ist durch Kreuzstreben ausgefacht, die an Stemmklötzen anliegen. Dadurch ist die Verschieblichkeit des Sprengwerkes sehr vermindert und sind die Träger eigentlich in Fachwerksträger verwandelt. Die Berechnung der Streben Spannungen hat nach der Fachwerkstheorie zu geschehen, jene des Streckträgers nach der Theorie des kontinuierlichen Trägers mit Felderlängen gleich der

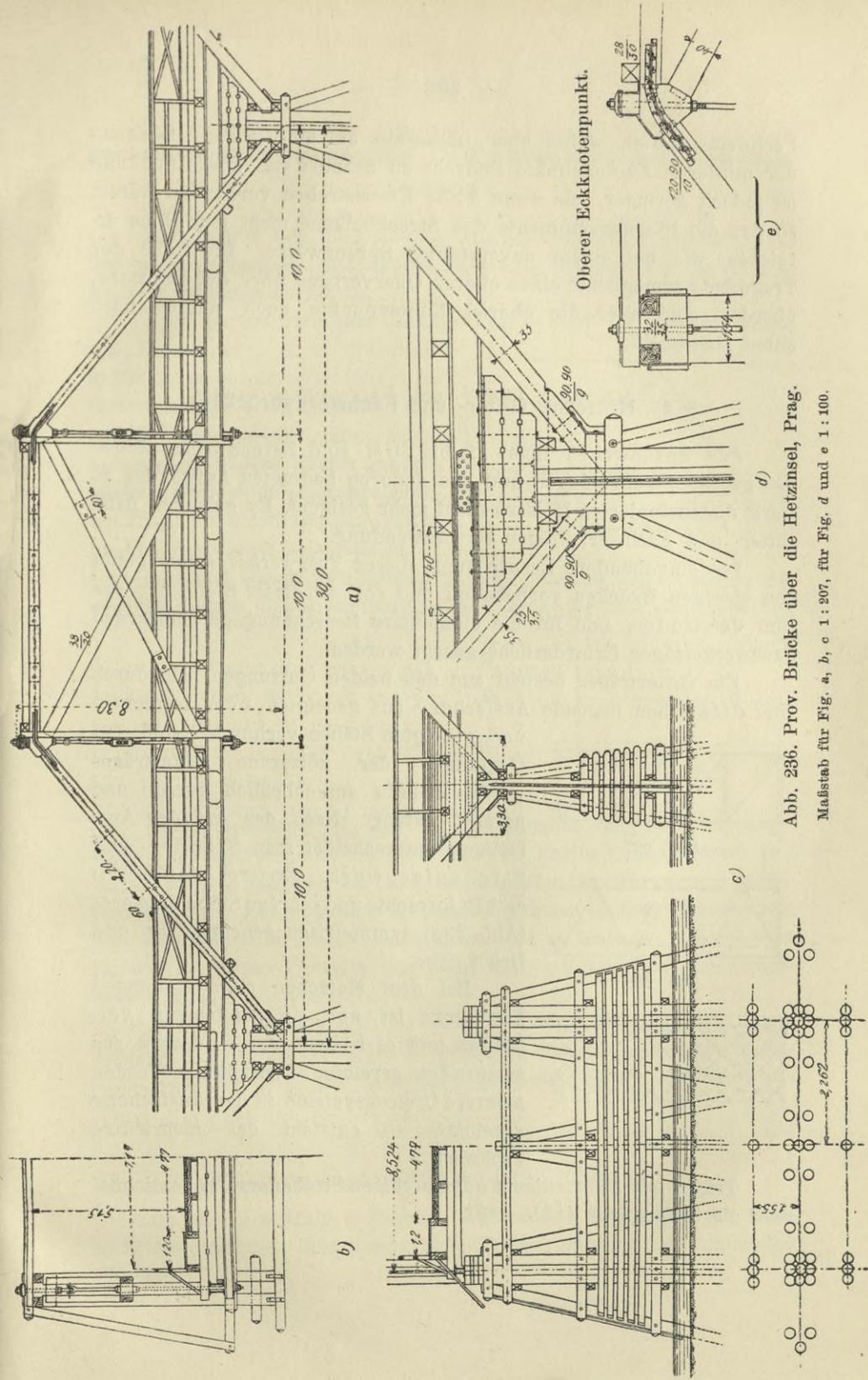


Abb. 236. Prov. Brücke über die Hetzinsel, Prag.  
 Maßstab für Fig. a, b, c 1:207, für Fig. d und e 1:100.

Fachweite (10 m), wobei aber immerhin auf eine gewisse Senkung der mittleren Knotenpunkte Bedacht zu nehmen ist. Diese Senkung ist jedoch geringer, als wenn keine Kreuzstreben vorhanden wären, so daß die Biegemomente des Streckbalkens nicht jene Höhe erreichen, wie bei einem unversteiften Sprengwerke. Die Höhe der Tragwände ermöglichte einen oberen Querverband über der Fahrbahn, überdies sind aber die oberen Knotenpunkte noch seitlich nach unten abgestrebt.

### § 23. Hölzerne Gitter- und Fachwerksbrücken.

Für Spannweiten über 25 bis 30 m sind Sprengwerke wegen der großen Strebenlängen und des dadurch bedingten Aufwandes an stark dimensionierten Hölzern nicht mehr geeignet. Es gelangen dann Gitter- und Fachwerksträger zur Anwendung.

Die eingehendere Besprechung dieser Tragwerkssysteme bleibt den eisernen Brücken vorbehalten und soll an dieser Stelle nur das zum Verständnis und für die elementare Berechnung der hölzernen Fachwerksträger Erforderliche gesagt werden.

Ein Gitterträger besteht aus den beiden Gurtungen, die durch eine dazwischen liegende Ausfachung aus geneigten oder lotrechten und geneigten Stäben verbunden sind. Die Gurtungen der hölzernen Gitterträger werden nahezu ausschließlich gerade und parallel geführt. Nach der Art der Ausfachung unterscheidet man Ständer- und Strebenfachwerk. Ersteres (Abb. 237) enthält lotrechte und schräge Stäbe, letzteres (Abb. 238) symmetrisch geneigte Zug- und Druckstäbe.

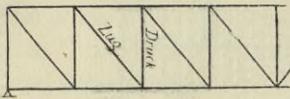


Abb. 237.

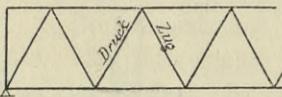


Abb. 238.

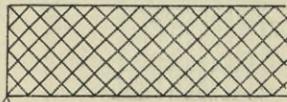


Abb. 239.

Bei dem einfachen oder einteiligen Fachwerke ist nur ein Strebenzug vorhanden und es besteht das Fachwerk aus aneinander gereihten Dreiecken. Werden mehrere Dreieckssysteme in der Ausfachung vereinigt, so entsteht das mehrteilige Fachwerk.

Träger mit mehrteiligem engmaschigen Strebensystem bezeichnet man als Gitterträger (Abb. 239).

### Berechnung der Spannungen im Parallelträger mit einfachem Fachwerk.

Wir denken uns die Stäbe in den Knotenpunkten gelenkig verbunden. Eigengewicht und äußere Belastung nehmen wir nur in den Knotenpunkten wirkend an.

Nach Bestimmung der Auflagerkräfte sind die inneren Kräfte des Fachwerkes, d. s. die Stabkräfte zu ermitteln. Wir führen zu diesem Behufe einen Schnitt durch 3 Stäbe (Abb. 240), deren Spannungen als äußere Kräfte gedacht mit den übrigen auf den abgetrennten Trägerteil einwirkenden Kräften im Gleichgewichte sein müssen.

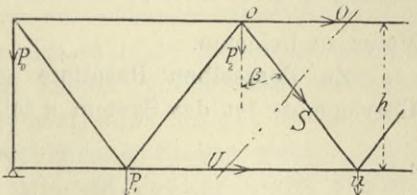


Abb. 240.

Aus den Gleichgewichtsbedingungen (Summe der Drehmomente = Null) folgen die Bestimmungsgleichungen für die Gurtstabkräfte

$$\left. \begin{aligned} O &= - \frac{M_u}{h} \\ U &= + \frac{M_o}{h} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (32)$$

Darin bezeichnet  $M_u$  und  $M_o$  das Moment der auf den abgetrennten Trägerteil einwirkenden äußeren Kräfte (Auflagerkraft und Knotenlasten), bezogen auf die den betreffenden Gurtstäben gegenüberliegenden Knotenpunkte  $u$ , beziehungsweise  $o$ . Die rechtsdrehenden Momente sind positiv einzuführen und es bedeutet das + Vorzeichen in obigen Formeln eine Zug-, das - Vorzeichen eine Druckspannung.

Ist  $Q$  die Summe der lotrechten äußeren Kräfte für den linken Trägerteil, d. i. Querkraft im betrachteten Schnitte, so folgt in der unter dem Winkel  $\beta$  zur Lotrechten geneigten Strebe die Kraft aus

$$S = + Q \sec \beta \dots \dots \dots (33)$$

Für eine steigende Strebe ist das Vorzeichen negativ.

Ist die Querkraft  $Q$  positiv, so werden die gegen die Mitte steigenden Streben des linken Trägerteiles gedrückt die fallenden gezogen.

Bei einem mehrteiligen System (Abb. 241) ist eine genaue Berechnung der Stabkräfte auf statischem Wege durch Kräftezerlegung nicht mehr möglich; man geht hier näherungsweise so vor, daß man die Ausfachung in einfache Systeme zerlegt und die auf die Einzelsysteme entfallenden Lasten in den Knotenpunkten derselben angreifend denkt. Haben wir beispielsweise ein  $n$  teiliges System mit der Belastung  $q$  pro Meter, so sind die einfachen Systeme mit  $\frac{1}{n} q$  pro Meter zu belasten.

Zu demselben Resultate gelangt man auch durch folgende Überlegung: Ist das System  $n$  teilig, so werden durch einen schiefen Schnitt  $n$  Streben getroffen; die Summe der inneren Kräfte dieser Streben muß wieder der mit der Winkelfunktion multiplizierten Querkraft  $Q$  gleich sein. Nimmt man nun an, daß sich die Querkraft auf alle vom Schnitte getroffenen Streben gleichmäßig oder doch so

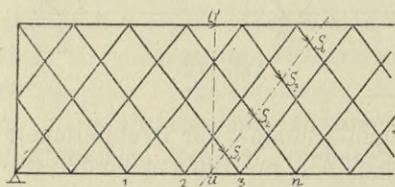


Abb. 241.

verteilt, daß zwischen den aufeinander folgenden Streben der gleiche Spannungsunterschied herrscht, so ist die Kraft in der mittelsten Strebe gleich dem arithmetischen Mittel aus allen Strebenkräften, sohin

$$S = \frac{1}{n} Q \sec \beta$$

Die Spannungen der Gurtstäbe ergeben sich durch Summierung der für die Einzelsysteme berechneten Spannungen. Sind  $m_1 m_2 \dots m_n$  die Momente der den Einzelsystemen zugehörigen Knotenlasten bezogen auf die dem betreffenden Gurtstabe in den Einzelsystemen gegenüber liegenden Knotenpunkten, so ist hiernach

$$O = -\frac{1}{h} (m_1 + m_2 + \dots m_n)$$

Werden die auf dieselben Knotenpunkte bezogenen, aber für sämtliche Knotenlasten des Trägers gerechneten Momente mit  $M_1 M_2 \dots M_n$  bezeichnet, so kann zwar nicht genau aber annähernd gesetzt werden

$$O = -\frac{1}{h} \frac{M_1 + M_2 + \dots M_n}{n}$$

und mit einer weiteren Annäherung kann das arithmetische Mittel dieser Knotenpunktsmomente durch ein Moment  $M_u$  ersetzt werden, für welches als Momentenpunkt der, der Mitte des Gurtstabes in der Richtung der aufrechten Maschendiagonale, gegenüber liegende Punkt des anderen Gurttes gewählt wird. Man hat sonach

$$0 = -\frac{M_u}{h} \text{ und } U = \frac{M_0}{h}$$

Diese Berechnungsweise liefert nur angenähert richtige Spannungswerte; man wird sich mit ihr aber um so mehr begnügen können, als die Fachwerktheorie überhaupt keinen vollkommen richtigen Aufschluß über die Spannungen in einem engmaschigen Gitterträger mit in den Kreuzungspunkten fest verbundenen Stäben ergeben kann, da sich ein solcher Träger ähnlich wie ein Vollwandträger verhält.

Bei einem hölzernen Gitterträger kommt es auf eine exakte Berechnung auch nicht in dem Maße an, wie etwa bei einer Eisenkonstruktion, da man die Querschnittsbemessung der Systemteile nicht so knapp wie bei dieser durchführen wird.

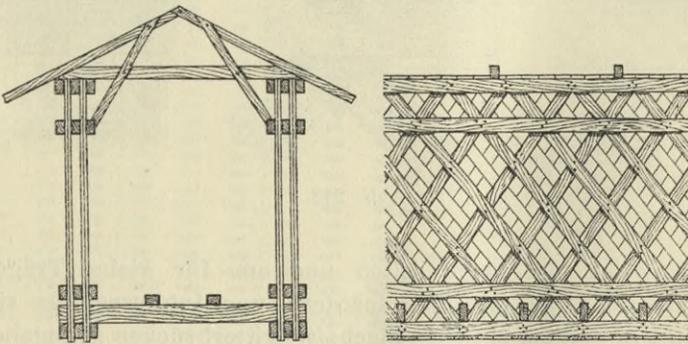


Abb. 242.

Die hölzernen Gitter- und Fachwerkträger bildeten die Vorläufer der eisernen. Sie gelangten zuerst in Amerika in den Jahren 1820 bis 1830 zur Anwendung und traten ziemlich gleichzeitig in drei verschiedenen Formen auf, die als System Long, System Town und System Howe bezeichnet werden. Hiervon wird insbesondere das System Howe noch heute ausgeführt.

Der Townsche Träger ist ein engmaschiger Gitterträger. Die Gurtungen bestehen aus je 2 oder mehr Holzbalken; sie sind durch eine Gitterwand verbunden, die aus 2 Lagen von Bohlen oder Brettern besteht, welche zwischen den doppelten Gurtungsbalken liegen und mit diesen durch Nägel oder Schraubenbolzen verbunden sind (Abb. 242).

Die beiden Bohlenlagen sind so angeordnet, daß sie sich ohne Überblattung kreuzen, der Zwischenraum der Gurtungsbalken muß daher der doppelten Bohlenstärke gleich sein. Das Gitterwerk der Townschen Träger stellt eigentlich nur den Ersatz für eine volle Wandung dar und hat in den gegen die Trägermitte zu steigenden Stäben Druck, in den fallenden Stäben vornehmlich Zug aufzunehmen. Bei höheren und stärker belasteten Trägern hätte die Wand keine ausreichende Steifigkeit. Es wird daher notwendig, in gewissen Abständen, insbesondere in der Nähe der Auflager, noch vertikale Pfosten als Steifen anzubringen.

Townsche Träger wurden seinerzeit in Amerika auch für größere Spannweiten (bis zu 50 m) in Anwendung gebracht. Der Holzaufwand ist aber ein sehr bedeutender und heute wird man von

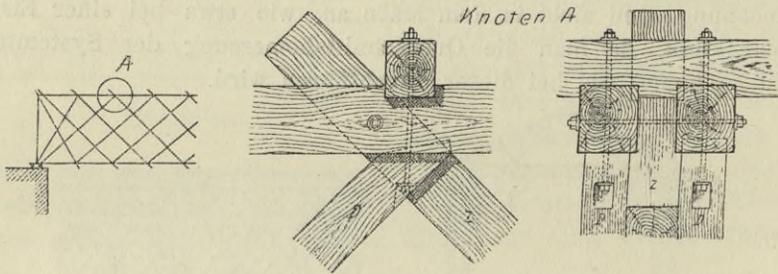


Abb. 243.

dieser Bauweise nur mehr selten und nur für kleine Träger Gebrauch machen. Sie ist aber insofern von Interesse, als sie das Vorbild für die ersten eisernen Flacheisengitterbrücken abgegeben hat.

Die Hauptschwierigkeit bei der Konstruktion hölzerner Fachwerke liegt in dem Umstande, daß sich die Hölzer auf Zug nur mangelhaft verbinden lassen.

In einem engmaschigen Townschen Gitterträger kommt auf eine einzelne Strebe nur eine geringe Kraft und es reicht daher die Verbindung durch Holz- oder Eisennägeln in den Knotenpunkten hier noch aus. Wollte man ein weitmaschiges System ausführen, so müßten nicht nur die einzelnen Streben des Gitterwerkes durch stärkere Balken ersetzt, sondern es müßte auch eine bessere Verbindung mit den Gurtungsbalken angeordnet werden.

Die Abb. 243 und 244 geben Beispiele solcher Knotenpunktverbindungen. Bei den auf Druck beanspruchten Teilen ist die Verbindung durch Anstemmen oder durch Einlassung der Druckstreben

in die Gurtungsbalken ohne Schwierigkeit zu bewerkstelligen. Die Verbindung auf Zug kann jedoch nur durch eine Beanspruchung des Holzes auf Abscheren herbeigeführt werden, wofür aber bekanntlich der Widerstand ein verhältnismäßig geringer ist. Die Zugstreben sind daher mit einem entsprechend langen Vorkopf zu versehen; die Verbindung bloß durch einen Schraubenbolzen wäre nur für kleine Kräfte ausreichend. Vorteilhaft ist auch die Anwendung gußeiserner Einlagescheiben, welche in gut passenden Ausbohrungen sitzend den Schraubenbolzen ganz entlasten (Abb. 245).

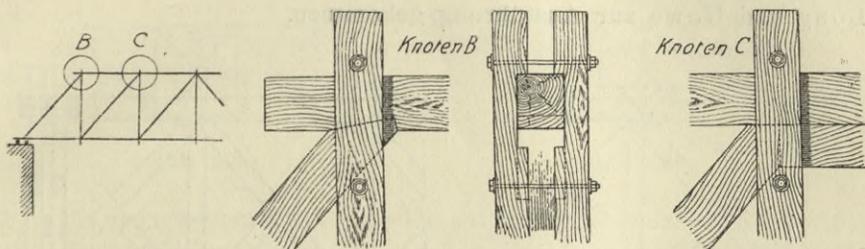


Abb. 244.

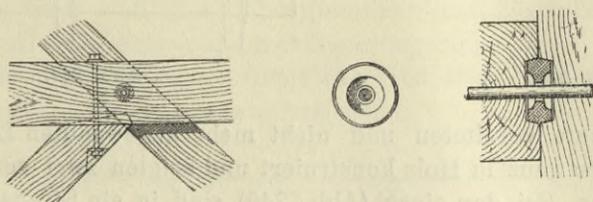


Abb. 245.

Im mittleren Teile des Parallelträgers treten bekanntlich positive und negative Querkkräfte auf. Es werden hier sonach beide Strebenlagen auf Zug und Druck, allerdings nur mit kleinen Kräften beansprucht. Beim Anschlusse der mittleren Streben an die Gurtungen ist darauf Rücksicht zu nehmen.

Die nach den vorstehenden Beispielen konstruierten großmaschigen hölzernen Fachwerke haben den Übelstand, daß bei nicht ganz genauer Ausführung, insbesondere aber durch das unvermeidliche Schwinden des Holzes größere Formänderungen entstehen, welche eine bleibende und allmählich zunehmende Durchbiegung des Trägers zur Folge haben. Man wird daher diesen Trägern bei der Ausführung eine entsprechende Überhöhung (Sprengung) geben müssen und man hat auch Konstruktionen ausgebildet, bei welchen durch Nachtreiben von Keilen unter den Zugstreben ein besseres Zusammen-

passen der Teile zu erzielen ist. Diese Anordnungen werden später noch erwähnt werden. Immerhin erfordern auch solche nachstellbare einfache oder mehrteilige Fachwerke sorgfältige Anarbeitung, da sonst durch das Nachkeilen leicht örtliche Formänderungen, Biegebungsbeanspruchungen der Gurtbalken, hervorgerufen werden können und ein vollkommener Schluß der Teile nicht unter allen Umständen zu erreichen ist. In dieser Hinsicht bietet für die Ausführung das statisch unbestimmte Fachwerk mit gekreuzten und lotrechten Ausfachungsstäben, auch Doppelfachwerk genannt, das eine künstliche Anspannung zuläßt, größere Vorteile. Es ist dieses in den Systemen Long und Howe zur Ausführung gekommen.

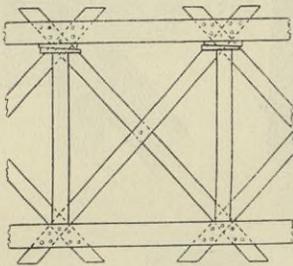


Abb. 246.

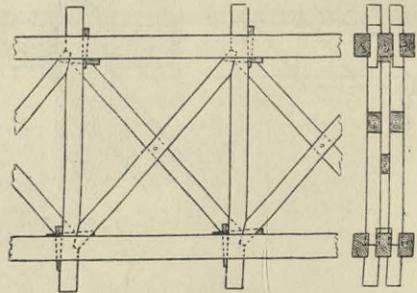


Abb. 247.

Die heute veralteten und nicht mehr angewandten Longschen Träger waren ganz in Holz konstruiert und zeigten zwei verschiedene Anordnungen. Bei der einen (Abb. 246) sind in ein Strebenfachwerk lotrechte Pfosten eingesetzt, in welche durch Keile ein Druck gebracht wird, der gleichzeitig in den Schrägstäben Zug erzeugt, — bei der zweiten verbesserten Konstruktion (Abb. 247) sind die Keile unter den Schrägstäben liegend; hierdurch wird in diesen Druck hervorgerufen, während die lotrechten Pfosten gezogen werden. Das Ankeilen muß so stark vorgenommen werden, daß die Schrägstäbe auch unter der Belastung nicht locker werden.

Die Träger nach Howe entsprechen in ihrer statischen Wirkungsweise dem zweiten Systeme Long. Es sind aber die lotrechten hölzernen Hängesäulen durch eiserne, zum Anspannen eingerichtete Zugstangen ersetzt, wodurch sich die Einzelheiten der Konstruktion viel rationeller und mit Vermeidung schwieriger Zimmermannsarbeit einfacher gestalten lassen. Die Konstruktion nach Howe ist demnach auch heute noch für hölzerne Gitterbrücken die üblichste und beliebteste.

Da die Schrägstäbe des Howeschen Trägers sich in der später zu besprechenden Weise nur stumpf an die Gurtungen anstemmen, so muß in dieselben durch das Anspannen der Zugstangen ein Anfangsdruck gebracht werden, der genügend groß ist, um die bei einseitiger Belastung etwa auftretende Zugspannung vollständig aufzuheben, so daß die Schrägstäbe stets nur auf Druck beansprucht werden. Die künstliche Anspannung der Vertikalen ist demnach so groß zu machen, daß der durch sie in den Streben erzeugte Druck der durch die Belastung hervorgerufenen größten Streben-Zugspannung gleichkommt.

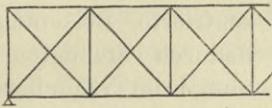


Abb. 248.

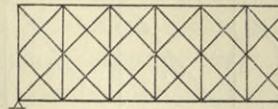


Abb. 249.

Die Howeschen Träger werden entweder mit einfacher (Abb. 248) oder (bei größerer Trägerhöhe) mit doppelter Felderteilung (Abb. 249) ausgeführt.

Wegen ihrer statischen Unbestimmtheit sind diese Ausfachungssysteme in einfacher Weise nur durch Näherungsmethoden zu berechnen; für die hölzernen Howeschen Gitterträger ist aber diese angenäherte Berechnungsweise vollkommen ausreichend.

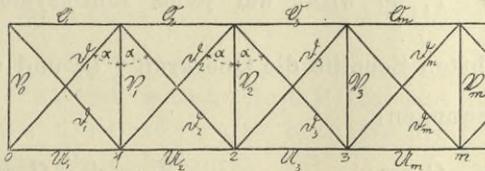


Abb. 250.

a) Spannungen im unbelasteten Träger infolge Anspannens der Vertikalen. In dem unbelasteten und gewichtslos gedachten Träger werden die Vertikalen mit den Kräften  $\mathcal{B}_0, \mathcal{B}_1, \mathcal{B}_2, \dots$  angespannt (Abb. 250). Es entsteht dadurch in sämtlichen Streben Druck, und zwar im

- ersten Fache  $\mathcal{D}_1 = -\mathcal{B}_0 \sec \alpha$
- zweiten "  $\mathcal{D}_2 = -(\mathcal{B}_1 - \mathcal{B}_0) \sec \alpha$
- dritten "  $\mathcal{D}_3 = -(\mathcal{B}_2 - \mathcal{B}_1 + \mathcal{B}_0) \sec \alpha$
- vierten "  $\mathcal{D}_4 = -[\mathcal{B}_3 - \mathcal{B}_2 + \mathcal{B}_1 - \mathcal{B}_0] \sec \alpha$  usw.

In den Gurtungen tritt Zug auf, und zwar ist

im ersten Fache  $\mathfrak{D}_1 = \mathfrak{U}_1 = + \mathfrak{B}_0 \operatorname{tg} \alpha$   
 „ zweiten „  $\mathfrak{D}_2 = \mathfrak{U}_2 = + (\mathfrak{B}_1 - \mathfrak{B}_0) \operatorname{tg} \alpha = - \mathfrak{D}_2 \sin \alpha$   
 „ dritten „  $\mathfrak{D}_3 = \mathfrak{U}_3 = + (\mathfrak{B}_2 - \mathfrak{B}_1 + \mathfrak{B}_0) \operatorname{tg} \alpha = - \mathfrak{D}_3 \sin \alpha$   
 „ vierten „  $\mathfrak{D}_4 = \mathfrak{U}_4 = + (\mathfrak{B}_3 - \mathfrak{B}_2 + \mathfrak{B}_1 - \mathfrak{B}_0) \operatorname{tg} \alpha = - \mathfrak{D}_4 \sin \alpha$   
 usw.

Dabei ist vorausgesetzt, daß die Spannungen der Vertikalen zur Trägermitte symmetrisch sind.

b) Spannungen im belasteten Träger. Es wirke auf den Träger, von dessen künstlich erzeugter Anfangsspannung wir vorläufig

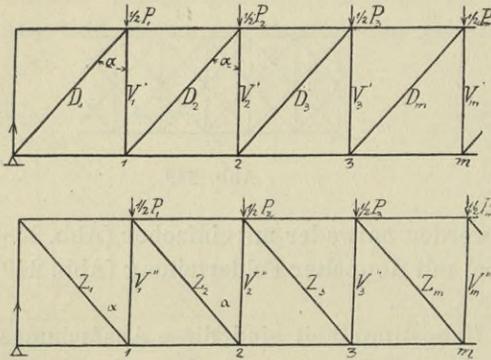


Abb. 251.

absehen, irgend welche in den Knotenpunkten konzentrierte Belastung. Die dadurch erzeugten Spannungen im Träger berechnen wir näherungsweise durch Zerlegung der Ausfachung in die zwei einfachen Systeme I und II (Abb. 251), wobei wir uns auf jedes dieser beiden Systeme die halben Knotenlasten wirkend denken müssen.

Bezeichnet  $Q_m$  die Querkraft im  $m^{\text{ten}}$  Fache für die Gesamtbelastung, d. i.  $Q_m = A - \sum_0^{m-1} P$ , so wirkt auf jedes Einzelsystem in dem im  $m^{\text{ten}}$  Fache geführten Schnitte die Querkraft  $\frac{1}{2} Q_m$  und es ergeben sich die Strebenspannungen:

$$\begin{aligned} D_1 &= -\frac{1}{2} Q_1 \sec \alpha & Z_1 &= +\frac{1}{2} Q_1 \sec \alpha \\ D_2 &= -\frac{1}{2} Q_2 \sec \alpha & Z_2 &= +\frac{1}{2} Q_2 \sec \alpha \\ D_3 &= -\frac{1}{2} Q_3 \sec \alpha & Z_3 &= +\frac{1}{2} Q_3 \sec \alpha \end{aligned}$$

und mit Hinzurechnung der Anfangsspannungen:

$$\begin{aligned} D_1 + \mathfrak{D}_1 &= -\left[ \frac{1}{2} Q_1 + \mathfrak{B}_0 \right] \sec \alpha \\ D_2 + \mathfrak{D}_2 &= -\left[ \frac{1}{2} Q_2 + \mathfrak{B}_1 - \mathfrak{B}_0 \right] \sec \alpha \end{aligned}$$





das untere Knotengewicht mit seinem Maximal-, das obere mit dem Minimalwerte einzuführen ist. Es wird daher dieser Zuschlag nur bei Brücken mit „Fahrbahn unten“ zu berücksichtigen sein.

Die Gurtkräfte infolge der Belastung rechnen sich wieder aus den auf die zwei Einzelsysteme einwirkenden Kräften. Für die vollen Knotenlasten seien die auf den  $(m - 1)^{ten}$  und  $m^{ten}$  Knotenpunkt bezogenen Momente  $M_{m-1}$  und  $M_m$ ; dann ist die Spannung im  $m^{ten}$  Gurtstabe

$$U_m = - O_m = \frac{1}{h} \frac{M_{m-1} + M_m}{2}$$

Die durch die Anspannung der Vertikalen in den Gurtstäben hervorgerufenen Spannungen wurden oben mit

$$U_m = \mathfrak{D}_m = - \mathfrak{D}_m \sin \alpha = + \frac{1}{2} Q_m \operatorname{tg} \alpha$$

berechnet. Es wird durch sie die Zugspannung im Untergurt vergrößert, die Druckspannung im Obergurt vermindert und man hat

$$\left. \begin{aligned} U_m &= \frac{1}{h} \frac{M_{m-1} + M_m}{2} + \frac{1}{2} Q_m \operatorname{tg} \alpha \\ O_m &= - \frac{1}{h} \frac{M_{m-1} + M_m}{2} + \frac{1}{2} Q_m \operatorname{tg} \alpha \end{aligned} \right\} \quad 38)$$

In diesen Ausdrücken sind sowohl die Momente, wie die Querkräfte mit ihren Maximalwerten einzusetzen.

Die vorstehenden Berechnungsformeln haben zur Voraussetzung, daß die Anspannung der Vertikalen auch wirklich in der richtigen Größe, wie die Gleichungen 34) angeben, vorgenommen wird. Dies ist aber bei der praktischen Ausführung nicht zu erreichen, man müßte denn das Anspannen der Vertikalen in der noch unbelasteten Brücke mittels Spannungsmesser, d. s. Apparate, die aus der elastischen Dehnung auf die Spannung schließen lassen, kontrollieren. Hierzu würde aber eine große Zahl solcher Apparate benötigt werden, welche bei derartigen Bauausführungen nicht zur Verfügung stehen. Man muß sich daher damit begnügen, das Anspannen nach Gutdünken vorzunehmen, wodurch allerdings in das System recht unbestimmte und von den obigen Annahmen abweichende Spannungen kommen können. Die entwickelte Näherungsberechnung bietet aber

hinreichende Sicherheit, da größere Kräfte als die oben berechneten in den Ausfachungsstäben nicht auftreten können, vorausgesetzt, daß die Vertikalen nicht überspannt werden. Bei zu geringem Anspannen besteht nur die Möglichkeit des Lockerwerdens der Gegenstreben und stärkerer Formänderungen des Trägers.

Denkt man sich nämlich die Vertikalen ganz ohne künstliche Anspannung oder, was dasselbe ist, die Gegenstreben, da sie keinen Zug aufnehmen können, nicht vorhanden, so treten in den wirksamen Stäben der Ausfachung auch keine wesentlich anderen Größtspannungen auf, als die oben berechneten, nämlich in den Hauptstreben Druck  $S_m = -Q_m \sec \alpha$ , in den Vertikalen Zug  $V_m = Q_m - P_0$ . Die Gegenstreben würden in diesem Falle nur im mittleren Teile des Trägers, wo sich bei einseitiger Belastung negative Querkräfte ergeben, zur Wirkung kommen. Es ist daher die Ausführung eines Howeschen Trägers mit wesentlich geringerer Anspannung der Vertikalen, als sie der maximalen Querkraft entsprechen würde, ganz gut möglich und auch meist in Wirklichkeit vorhanden. Die Gegenstreben können dann auch zufolge der geringeren Beanspruchung schwächer gehalten werden (siehe amerikanische Beispiele). Es wird sich aber empfehlen, die Anspannung der Vertikalen jedenfalls etwas größer zu machen, als es der Querkraft in der unbelasteten (nur unter dem Eigengewicht stehenden) Brücke entspricht.

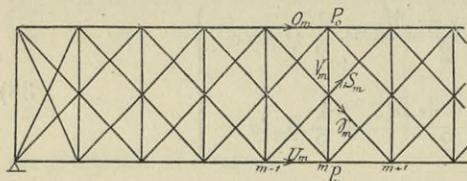


Abb. 252.

Abb. 252. Noch größere Unbestimmtheiten für die Berechnung und Ausführung enthält das doppelte Howesche Fachwerk (Abb. 252). Es erscheint daher zwecklos, hier eine schärfere Berechnung als auf Grund der Zerlegung in die Einzelsysteme anzustellen; wir behelfen uns mit den Näherungsformeln:

Größte Spannung der  $m^{\text{ten}}$  Vertikalen

$$V_m = \frac{1}{4}(Q_m + Q_{m+1}) + \frac{1}{2}(P_u - P_0)$$

Größte Spannung der  $m^{\text{ten}}$  Hauptstrebe

$$S_m = -\frac{1}{4}(Q_m + Q_{m+1}) \sec \alpha$$

Größte Spannung der  $m^{\text{ten}}$  Gegenstrebe

$$S_m = -\frac{1}{8}(Q_m + Q_{m+1}) \sec \alpha$$

Größte Spannung des  $m^{\text{ten}}$  Gurtstabes

$$U_m = -O_m = \frac{1}{h} \frac{M_{m-1} + M_m}{2} \pm \frac{1}{2} Q_m \operatorname{tg} \alpha$$

Es bezeichnet  $Q_m$  und  $Q_{m+1}$  die größte Querkraft im  $m^{\text{ten}}$  und  $(m+1)^{\text{ten}}$  Fache,  $P_u$  und  $P_o$  das untere und obere Knotengewicht an der  $m^{\text{ten}}$  Vertikalen,  $M_{m-1}$  und  $M_m$  die Maximalmomente bezogen auf  $(m-1)^{\text{ten}}$  und  $m^{\text{ten}}$  Knotenpunkt.

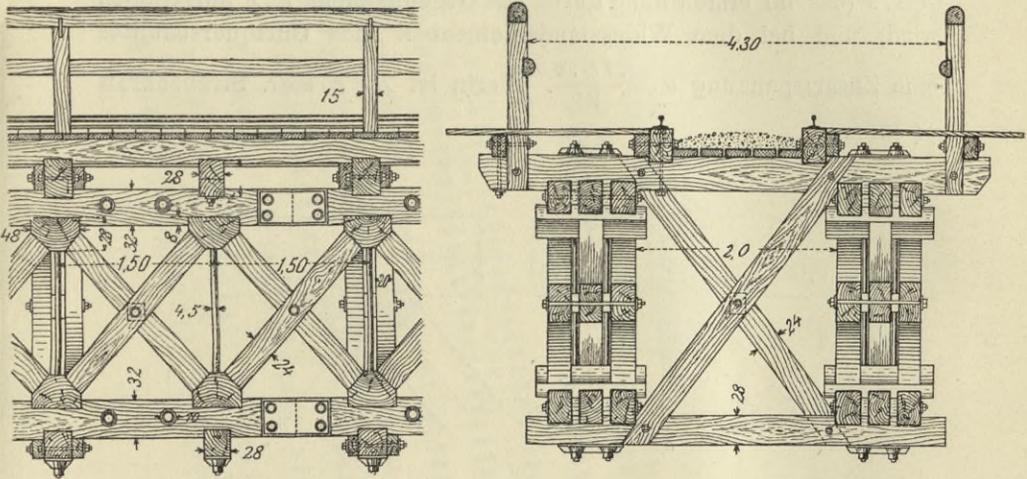


Abb. 253.

Konstruktive Durchbildung des Howeschenschen Trägers.

Die Gurtungen bestehen in der Regel aus drei, bei kleinen Spannweiten auch bloß aus zwei Holzbalken. Diese liegen nicht dicht aneinander, sondern mit einem Zwischenraum, durch den die aus Rundeisen gebildeten vertikalen Spannstangen hindurchgehen. Die Streben stemmen sich stumpf an die Gurtungen an, und zwar in der gewöhnlichen Anordnung mittels eicherner Stemmlötze, welche Trapezform haben und in die Gurtungsbalken entsprechend tief eingelassen sind. Diese Einlassung muß so bemessen werden, daß kein zu großer Flächendruck auftritt. Um die eisernen Zugstangen hindurchzulassen, sind die Stemmlötze durchbohrt. Die Hauptstreben sind doppelt angeordnet, sie liegen bei einem aus 3 Balken bestehenden Gurte in der Ebene der beiden Außenbalken, die Nebenstreben in jener des Mittelbalkens (Abb. 253).

Die Rundeisenstangen haben an den Enden Schraubengewinde eingeschnitten, das Anziehen erfolgt durch aufgesetzte Schraubmutter, die als Unterlage eine Eisenplatte oder eine Holzschwelle haben.

Die Achsen der Streben sollten sich eigentlich in der Achse des Gurtbalkens treffen, damit auf letzteren keine exzentrischen Kraftwirkungen kommen. Diese Anordnung (Abb. 254 a) würde aber sehr breite Stemmklötze oder steile Strebenstellung erfordern und es wird daher in der Regel davon abgesehen (Abb. 254 b).

Es entfällt dann aber auf die Gurtbalken ein Biegemoment  $\Delta S \cdot z$  (das im ersten Falle durch das Gegenmoment  $V \cdot x$  aufgehoben wird) und bei dem Widerstandsmoment  $W$  des Gurtquerschnittes eine Zusatzspannung  $\sigma = \frac{\Delta S \cdot z}{W}$ . Hierin ist  $\Delta S = \max.$  Strebenkraft  $\times \sin \alpha$ .

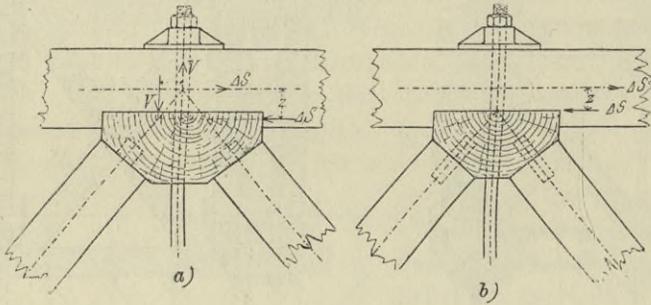


Abb. 254.

Die Streben werden in die Stemmklötze mit kurzen Zapfen eingelassen oder mit Eisen verdornt. Zu den Stemmklötzen ist unbedingt Eichenholz zu nehmen, da sich weiches Holz quer zur Faser zu sehr deformieren würde. Die Strebenneigung wählt man mit  $45^\circ$ , oder etwas steiler, um die Knotenweite zu vermindern.

Anstatt der hölzernen Stemmklötze werden auch gußeiserne Schuhe verwendet. Diese müssen mittels Rippen in die Gurtbalken eingreifen und die entsprechenden Durchbohrungen für die Zugstangen erhalten (Abb. 255). Eine rationelle, allerdings etwas schwerere Konstruktion solcher Schuhe zeigen die neueren amerikanischen Ausführungen von Howeträgern (Abb. 260). Bei diesen reichen die zur Aufnahme der horizontalen Strebenkraft angeordneten Rippen in der ganzen Höhe der Gurtbalken durch; die Streben stehen mit ebenen Flächen auf den dachförmig ausgebildeten Schuhen und sind in ihrer Lage durch eiserne Dorne gesichert (Abb. 260b).

Die gußeisernen Schuhe kommen zwar teurer als die hölzernen Stemmlötze, sie sind ihnen aber vorzuziehen, wenn es auf kräftige und dauerhafte Ausführung ankommt, da das Holz immer den Nachteil größerer Formänderung durch Zusammenpressen, durch Schwinden oder Feuchtigkeitsaufnahme besitzt, wodurch die ursprüngliche Anspannung der Hängestangen sehr verändert werden kann.

Da die Hauptstreben immer doppelt, die Gegenstreben einfach und dazwischen liegend angeordnet werden, so kommen bei einem einfachen Howeschen Gittersystem und bei gerader Felderzahl keine Strebenüberplattungen vor. Bei ungerader Felderzahl oder beim zweifachen System sind im mittleren Fache die Gegenstreben zu überplatten (Abb. 256) oder an einem Mittelpfosten zu unterbrechen (Abb. 257). Die Überplattungen werden mit angeschraubten Laschenblechen gedeckt.

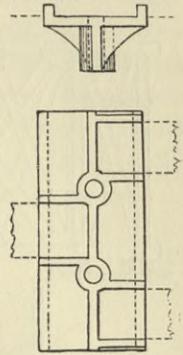


Abb. 255.

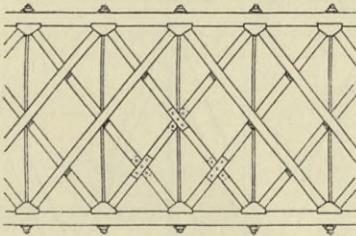


Abb. 256.

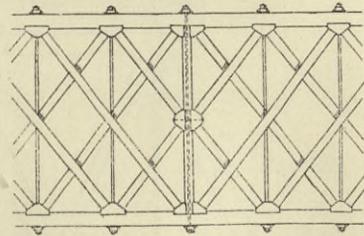


Abb. 257.

Pfostens angeordnet. Seitlich dieses Pfostens liegen die Stemmlötze und die Endspannstange (Abb. 258).

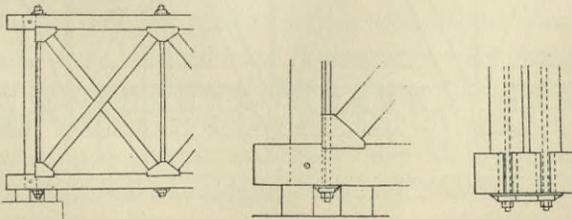


Abb. 258.

Die Träger werden auf Mauer- oder Jochschwelen gelagert, deren Anzahl und Breite so zu bemessen ist, daß sich kein zu großer Flächendruck (etwa  $10 \text{ kg/cm}^2$ ) herausstellt. Es erscheint dabei wegen

der Biegungsbeanspruchung des Gurtbalkens nicht zweckmäßig, mit der inneren Mauerschwelle zu weit in die Knotenweite hereinzurücken. Man hat wohl auch die Gurtbalken über den Auflagern durch Sattel-

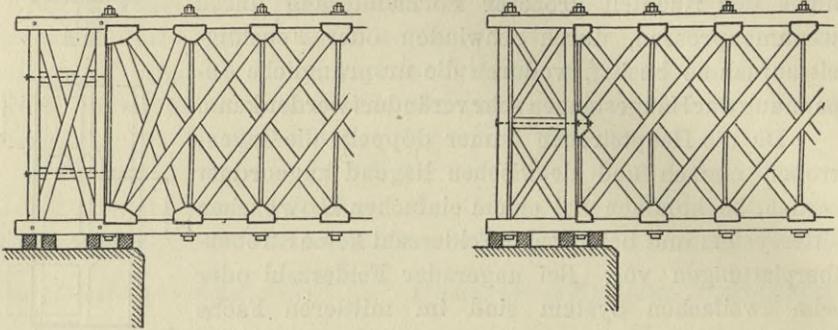


Abb. 259.

hölzer verstärkt. Bei großen Trägern gibt man auch Doppelständer (Abb. 259), muß dann aber mit der Unbestimmtheit in der Lage des Stützpunktes rechnen.

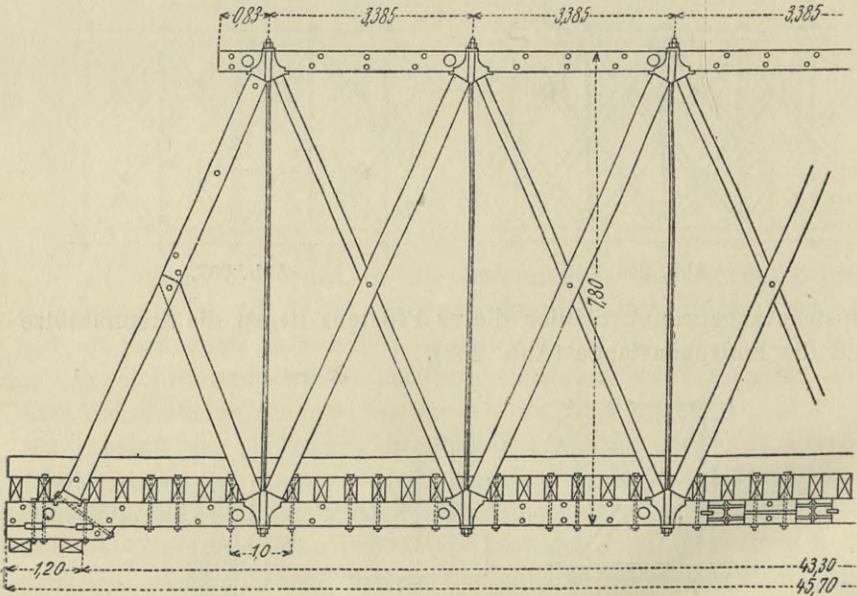


Abb. 260.

Bei unten liegender Bahn kann der senkrechte Endständer auch ganz weggelassen werden. Abb. 260 zeigt diese Anordnung bei einer amerikanischen Howebrücke von 45 m Spannweite. Den Endabschluß

bildet hier eine schiefe Strebe, deren Knicklänge dadurch verkürzt ist, daß sie in ihrer Mitte durch eine Gegenstrebe von halber Länge mit dem zweiten unteren Knotenpunkt verbunden ist. Sie stützt sich mit ihrem Fuße an einen Schuh (Abb. 260 c), der mit Rippen in den Gurtbalken eingreift und außerdem in schiefer Richtung nach dem Sattelholze hin verschraubt ist. Die Anordnung senkrechter, mit den Gurtungen verschraubter Endständer ermöglicht allerdings eine bessere Quer-

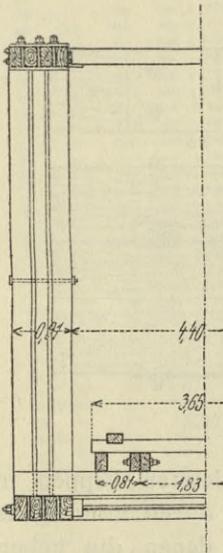


Abb. 260 a.

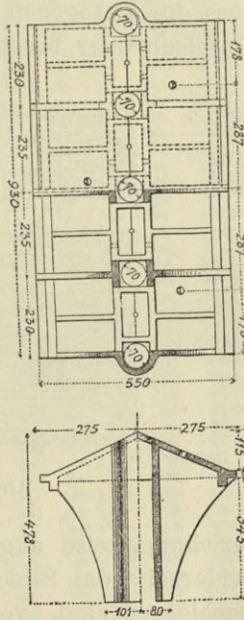


Abb. 260 b.

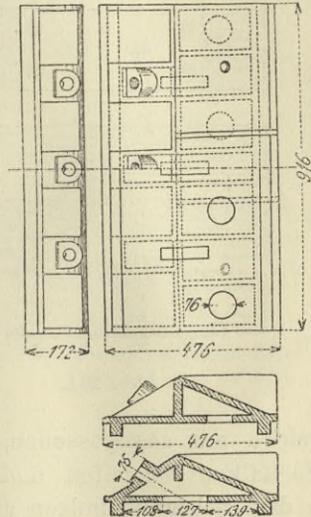


Abb. 260 c.

absteifung der Trägerenden, man wird aber trachten, auch die schrägen Endpfosten zu einem steifen Querrahmen zu verstreben.

Der auf Zug beanspruchte Untergurt wäre zweckmäßig aus Eisen auszuführen und können dafür, namentlich wenn durch Auflagerung der Fahrbahn zwischen den Knotenpunkten im Gurt auch Biegungsspannungen auftreten, I-Eisen oder I-Träger in Anwendung kommen. Da aber bei Anordnung hölzerner Brücken die Verwendung des Eisens aus ökonomischen Gründen immer möglichst eingeschränkt wird, so findet man auch die Zuggurte der Howeschen Träger fast stets in Holz ausgeführt. Die dafür verwendeten Balken reichen aber wohl nie über die ganze Gurtlänge; es ergibt sich daher die Notwendigkeit, sie zu stoßen und es ist eine gute Stoßdeckung im

Zuggurte von besonderer Wichtigkeit. Es wurde aber bei Besprechung der Holzverbindungen bereits hervorgehoben, daß die üblichen Verlaschungen von auf Zug beanspruchten Hölzern nur von beschränkter Wirksamkeit sind. Die Stöße in den Gurtbalken sind daher stets versetzt anzuordnen, so daß in einen Querschnitt bloß der Stoß eines Balkens fällt und es ist in der Nähe der Stoßstelle der gestoßene Balken nur mit einem geringen Bruchteil seiner Querschnittsfläche als tragend anzusehen.

Die Deckung eines Stoßes im gezogenen Gurt erfolgt mittels beiderseitigen Laschen aus Gußeisen oder besser aus Schmiedeeisen,

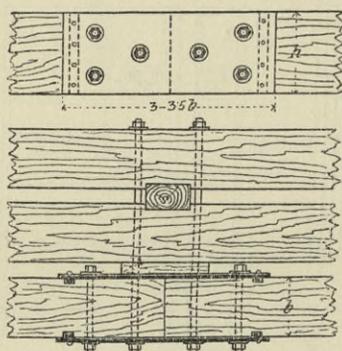


Abb. 261.

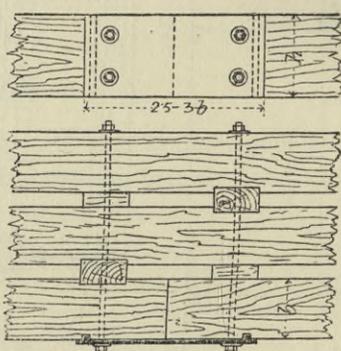


Abb. 263.

welche mit angegossenen, beziehungsweise angenieteten Rippen in die Balken eingreifen und beiderseits des Stoßes durch mindestens je drei Schraubenbolzen angeschlossen sind, von denen die neben dem Stoße liegenden durch sämtliche Gurtungsbalken, die entsprechende Zwischenlagen erhalten, hindurchgehen (Abb. 261). Die Laschenlänge soll etwa gleich der 3fachen Balkenbreite gemacht werden, um auf die Übertragung einer Zugspannung von 20 bis 25 kg pro 1 cm<sup>2</sup> des Balkenquerschnittes rechnen zu können. (Siehe S. 119.)

Eine eigenartige, auf eine vollkommeneren Wirkung abzielende Verlaschung finden wir bei neueren amerikanischen Howeträgern ausgeführt. Links und rechts vom Stoß, etwa 0,75 m davon entfernt, werden gußeiserne Platten mit zahlreichen kurzen zylindrischen Zapfen in den Balken eingelassen (Abb. 262a). Die beiderseits des Stoßes liegenden Platten werden durch eine schmiedeeiserne bandförmige Klammer von etwa 2,0 m Länge verbunden und um die Verbindung anzuspannen, wird auf der einen Seite der Klammer ein Keil eingetrieben (Abb. 262b). Da wo diese Verbindung nach außen

zu liegen kommt, wird ihr Herunterfallen durch eine aufgeschraubte Schutzplatte (c) verhindert. Die Stauchfläche der Zapfen entspricht ungefähr der halben Querschnittsfläche des Balkens, und der Querschnitt der Klammern wird mit  $\frac{1}{15}$  bis  $\frac{1}{20}$  des Balkenquerschnittes bemessen.

Im gedrückten Gurte ist die Deckung der Balkenstöße von geringerer Wichtigkeit. Man findet hier häufig nur die Stöße in den äußeren Balken durch außen angebrachte, eiserne Laschenplatten ge-

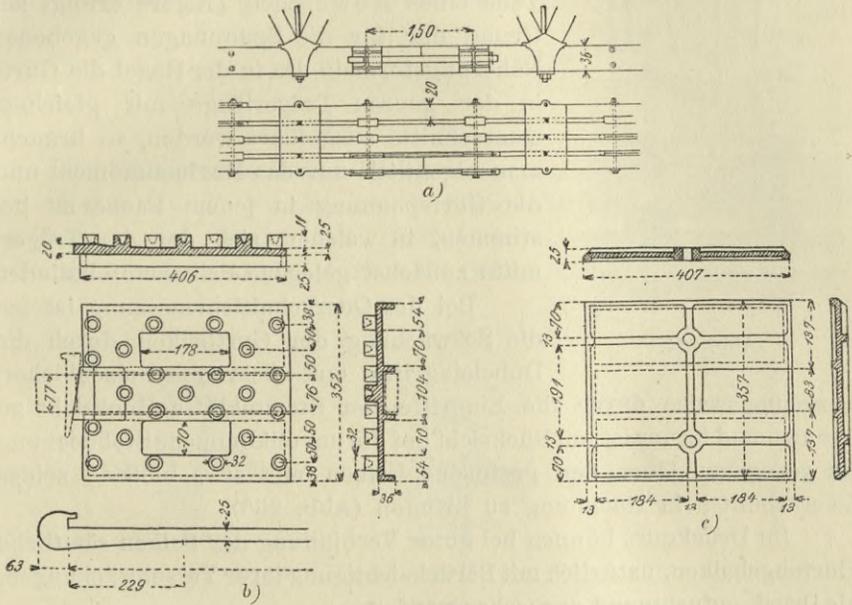


Abb. 262.

deckt (Abb. 263); immer ist aber neben den Stoßstellen eine Verbindung der Gurtungsbalken mittels durchgehender Schraubenbolzen und Dübeleinlagen auszuführen. Solche Verbindungen der nebeneinander liegenden Gurtbalken sind überhaupt in nicht zu weiten Abständen (etwa 1,5 bis 2 m) in der ganzen Gurtlänge anzubringen (Abb. 264). Sie bestehen aus Dübeleinlagen, die versetzt werden, um die Balken weniger zu verschwächen, und aus je einem oder zwei Schraubenbolzen mit Unterlagsplatten. Diese Verbindungen haben den Zweck, die den Gurt zusammensetzenden Balken möglichst gleichmäßig zum Tragen zu bringen und im gedrückten Gurt die Knicksicherheit zu erhöhen. Man teilt sie regelmäßig zwischen die Knotenpunkte ein und ordnet in jeder Knotenweite ein oder zwei solcher Dübelpaare an. In Amerika stehen statt der hölzernen Dübel auch gußeiserne Einlagscheiben in Anwendung.

Die Stoßausteilung ist so vorzunehmen, daß in jedem Fache nur ein Balken gestoßen wird. Die Baulänge des Holzes kann mit 8 bis 10 m, ausnahmsweise bis 12 m angenommen werden; es wird sich dabei in der Regel nicht vermeiden lassen, daß auch in die mittleren Fache, wo die stärkste Gurtkraft auftritt, ein Balkenstoß zu liegen kommt.

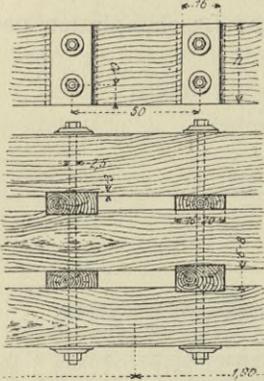


Abb. 264.

Die Dimensionierung der einzelnen Teile eines Howeschen Trägers erfolgt auf Grund der für die Spannungen gegebenen Näherungsformeln. Da in der Regel die Gurte in der ganzen Trägerlänge mit gleichem Querschnitte ausgeführt werden, so braucht man eigentlich nur das Maximalmoment und die Gurtspannung in jenem Fache zu bestimmen, in welchem sich der der Trägermitte zunächst gelegene Balkenstoß befindet.

Bei der Querschnittsbemessung ist auf die Schwächung der Gurtbalken durch die Dübeleingriffe und Schraubenbolzenlöcher, beziehungsweise durch die Eingriffe der Stemmklötze Rücksicht zu nehmen und ferner ist mit Rücksicht auf die unvollkommene Stoßdeckung im gezogenen Gurt der gestoßene Balken mit etwa bloß  $\frac{1}{5}$  seines Querschnittes in Rechnung zu bringen (Abb. 265).

Im Druckgurt können bei guter Verbindung der Balken sämtliche Gurtungsbalken, natürlich mit Berücksichtigung ihrer Verschwächungen, als Druck aufnehmend angesehen werden.

Die Druckbeanspruchung ist mit Rücksicht auf die exzentrische Krafteintragung zu ermäßigen.

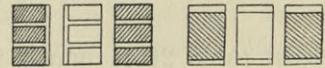


Abb. 265.

Sind die Gurtbalken zwischen den Knotenpunkten durch aufgelagerte Querträger belastet, so muß auf die Zusatzspannung infolge der Biegung Rücksicht genommen werden, wie dies noch näher angegeben wird.

Die Streben sind für die in ihnen auftretende größte Druckkraft auf Knickung zu berechnen. Die Knicklänge kann beim einfachen Howeschen System mit etwa 0.7 der Strebenlänge eingeführt werden. Man wird übrigens die Abmessungen abrunden und nicht jeder Strebe einen anderen Querschnitt geben; ferner bei großen Trägern der Holzersparnis wegen die Gegenstreben schwächer halten als die Hauptstreben, wobei dann aber die Vertikalstangen nicht mit der vollen Querkraft  $Q_{max}$  vorgespannt werden dürfen.

Der Durchmesser der Vertikalstangen rechnet sich, unter der Annahme, daß zwei Rundeisen vom Kerndurchmesser  $d_1$  zur Anwendung kommen und die zulässige Inanspruchnahme  $s$  ist, aus

$$V = 2 \frac{\pi d_1^2}{4} s, \text{ sohin } d_1 = 0.798 \sqrt{\frac{V}{s}}$$

dem entspricht ein Stangendurchmesser

$$d = 1.11 d_1 + 1.4 \text{ mm} = 0.885 \sqrt{\frac{V}{s}} + 1.4 \text{ mm}.$$

Die Inanspruchnahme  $s$  ist nach der österreichischen Brückenverordnung mit  $800 + 3 l \text{ kg/cm}^2$  ( $l = \text{Stützweite in Meter}$ ) anzunehmen. Bei Trägern von großer Spannweite werden an den Trägerenden 4 Stangen, oder wenn der Gurt aus 4 Balken besteht, 3 bis 5 Stangen gegeben.

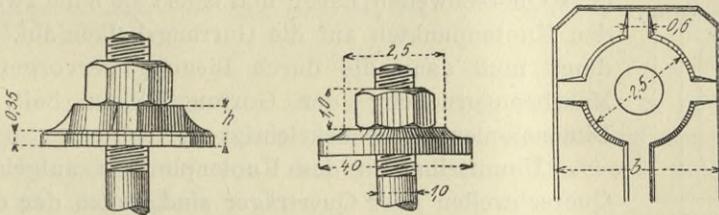


Abb. 266.

Lange Stangen erhalten zweckmäßig gestauchte Enden, in welche die Schraubengewinde geschnitten werden, so daß dann der Stangendurchmesser  $d_1$  ausreicht.

Die Größe der Unterlagsplatten (Abb. 266) ist so zu bemessen, daß der Druck auf das Holz 10 bis 15  $\text{kg/cm}^2$  nicht überschreitet. Die Höhe  $h$  der Unterlagsplatten (Abb. 267), die aus Gußeisen bestehen, rechnet sich unter Annahme einer Biegungsbeanspruchung von  $200 \text{ kg/cm}^2$  nach der Gleichung:

$$\frac{1}{6} B h^2 \cdot 200 = \frac{1}{8} V \cdot b, \text{ woraus } h = \sqrt{\frac{3}{800} \frac{b}{B} V \text{ kg}}$$

Die Höhe der Träger, d. i. der Abstand der Gurtschwerachsen, wird durchschnittlich mit  $\frac{1}{8}$  der Spannweite gewählt; die amerikanischen Ausführungen zeigen meist größere Höhe bis  $\frac{1}{6} l$ . Die Anbringung

eines oberen Querverbandes der Hauptträger kann bei unten liegender Fahrbahn zur Wahl einer größeren Trägerhöhe veranlassen. Hohe Träger geben kleinere Einsenkungen und erfordern nicht so starke Gurtbalken, haben aber mehr Materialbedarf in der Ausfachung und Querverstrebung als niedrige Träger.

Die Fachweite, d. i. den Knotenpunktsabstand macht man bei Holzfachwerken meist nicht größer als 2.5 bis 3 m.

Die Fahrbahn wird von Querschwellen getragen, die direkt auf die Gurte der Hauptträger gelagert werden. Reicht die Konstruktionshöhe aus, so wird die Fahrbahn stets am Obergurt angeordnet, da hierdurch eine bessere Querabsteifung der Brücke ermöglicht wird. Man könnte nun, wie bei den eisernen Brücken, nur an den Knotenpunkten stärkere Querträger anordnen und die Fahrbahn durch sekundäre Längsträger unterstützen; doch ist diese Anordnung bei nicht allzu großem Abstände der Hauptträger bei Holzbrücken nicht üblich. Man legt hier die Querträger oder Querschwellen näher und lagert sie auch zwischen den Knotenpunkten auf die Gurtungsbalken auf. Allerdings muß dann die durch Biegung hervorgerufene Mehrbeanspruchung der Gurtungsbalken bei deren Dimensionierung berücksichtigt werden.

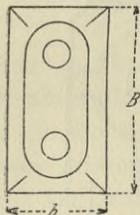
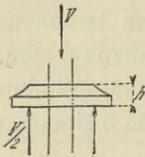


Abb. 267.

Unmittelbar in den Knotenpunkten aufgelagerte Querschwellen oder Querträger sind wegen der durchgehenden Zugstangen schwierig auszuwechseln; daher werden häufig die Querschwellen nur seitlich vom

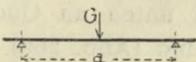
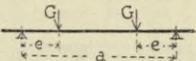
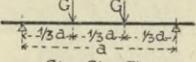
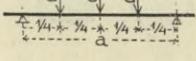
Knotenpunkt angeordnet.

Handelt es sich um Ausführung einer Eisenbahnbrücke, so dürfen die Querschwellen, welche unmittelbar das Geleise tragen, höchstens 90 cm, an den Schienenstößen 60 cm Entfernung haben; bei größerem Querschwellenabstände müßte unter die Schienen eine Langschwelle gegeben werden. Bei Straßenbrücken dienen die Querschwellen zur Unterstützung des Bohlenbelages und sind dann höchstens in 1.00 m Entfernung zu legen.

Bezeichnet  $S$  die Längsspannung im Gurte, weiters  $F$  den nutzbaren Gurtungsquerschnitt,  $J$  das Trägheitsmoment desselben bezüglich der horizontalen Schwerachse,  $h$  die Höhe der Gurtungsbalken, so sind die Randspannungen:

$$\sigma_{0, u} = \frac{S}{F} \pm \frac{m h}{J 2}$$

Für  $m$  ist das durch die belasteten Querschwellen im Trägerfache erzeugte Maximalmoment einzusetzen. Für die Berechnung dieser Momente kann der Gurtbalken als ein kontinuierlicher Träger mit sehr vielen Feldern angesehen werden, welche Annahme folgende Maximalmomentwerte liefert:

	Alle Felder belastet		Einzelne Felder belastet	
	Stützenmoment	größtes + Moment	Stützenmoment	größtes + Moment
	$-0.125 Ga$	$0.125 Ga$	$-0.182 Ga$	$+0.187 Ga$
	$\frac{e(a-e)}{a} G$	$\frac{e^2}{a} G$	$-1.46 \frac{e(a-e)}{a} G$	$e \frac{(a+e)}{2a} G$
	$-0.222 Ga$	$0.111 Ga$	$-0.324 Ga$	$0.222 Ga$
	$-0.312 Ga$	$0.187 Ga$	$-0.456 Ga$	$0.344 Ga$

Die gleiche Belastung aller Felder entspricht einer zu günstigen, die abwechselnde Belastung der Felder einer zu ungünstigen Belastungsannahme. Es wäre daher etwa mit dem Mittelwerte aus beiden Annahmen zu rechnen.

Bei größerem Abstände der Hauptträger, wie er sich bei unten liegender Fahrbahn als notwendig ergeben kann, würden sehr starke Querschwellen erforderlich. Es erscheint dann zweckmäßiger, weiter abliegende Querträger, und darüber sekundäre Fahrbahn längsträger anzuordnen. Diese Querträger sind dann nach Erfordernis als aus mehreren Balken zusammengesetzte Träger (verdübelt, verzahnte oder Klötzeltträger) oder als Holzträger mit Eisenarmierung auszuführen (Abb. 270).

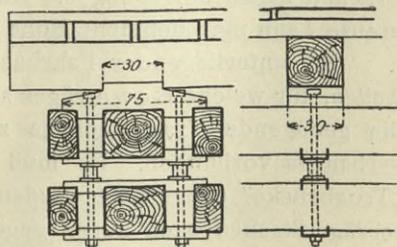


Abb. 268.

Die Gurtbalken werden von den auf ihnen aufliegenden Querträgern sehr ungleich belastet und es erfährt der innere Gurtbalken einen stärkeren Druck als der äußere. Man könnte dies vermeiden, wenn man die Querschwellen auf Sättel lagert, wie Abb. 268 zeigt; eine Anordnung, die in einigen Fällen zur Ausführung gekommen ist.

Querverband. Die Hauptträger einer Brücke müssen zur Sicherung ihrer lotrechten Lage und zur Sicherung der Seitensteifigkeit eine Querverstrebung erhalten. Außerdem ist zur Aufnahme der wagrechten Kräfte (Winddruck etc.) ein horizontaler Windverband erforderlich. Diesen Querkonstruktionen kommt bei den Gitterbrücken infolge der größeren Tragwandhöhen bereits eine erhöhte Bedeutung zu und ist auf ihre Durchbildung entsprechende Sorgfalt zu verwenden.

Die Anordnung des Querverbandes bei oben liegender Fahrbahn besteht aus sogenannten Andreaskreuzen, die zwischen den Tragwänden in oder neben etwa jedem zweiten oder dritten Knotenpunkte, also in je 3 bis 6 m Abstand eingezogen sind. Sie werden von zwei sich kreuzenden Streben gebildet, die oben und unten an Querschwellen, beziehungsweise Unterzüge angeplattet sind (Abb. 269).

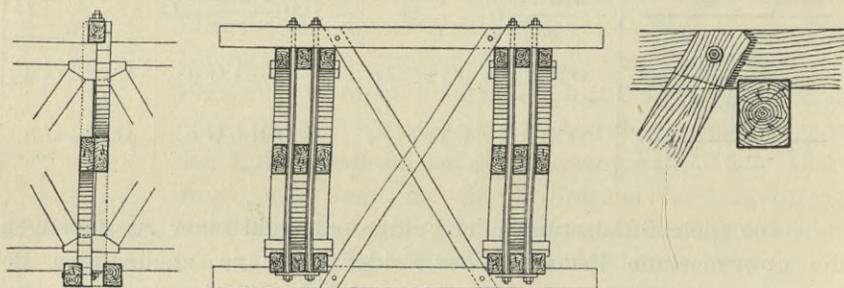


Abb. 269.

Auf die Berechnung der Querverbände wird bei den eisernen Brücken näher eingegangen. Als Stärken der Streben der Andreaskreuze kann man nehmen: Höhe  $h=20-25\text{ cm}$ , Breite  $b=16-20\text{ cm}$ .

Bei unterliegender Fahrbahn ist bei den gewöhnlichen Spannweiten, für welche Howeträger zur Anwendung kommen, meist nicht die genügende Tragwandhöhe zur Anbringung eines oberen Querverbandes vorhanden. Es muß hier eine sogenannte „offene“ oder „Trogbrücke“ ausgeführt werden, bei welcher die Tragwände durch schräge Streben nach außen gegen die verlängerten Querträger oder Unterzüge abzustützen sind (Abb. 270).

Die Streben sind doppelte Balken etwa in den Stärken 20/20 bis 25/25 cm. Man legt sie in Abständen von 3 bis 6 m, bei ganz niedrigen Trägern allenfalls auch noch weiter. Jedenfalls sind aber solche Abstreibungen an den Trägerenden anzubringen.

Bei ausreichender Höhe verbindet man die Tragwände am Obergurte, und zwar in jedem Knotenpunkte durch einen Querriegel und gibt außerdem an den Auflagerständern schiefe Streben nach außen.

Die Windverstrebung wird bei niedrigen Trägern oder bei offenen Brücken bloß an jener Gurtung angebracht, auf welcher die Fahrbahn gelegen ist. Hohe Träger erhalten Windverstrebungen an

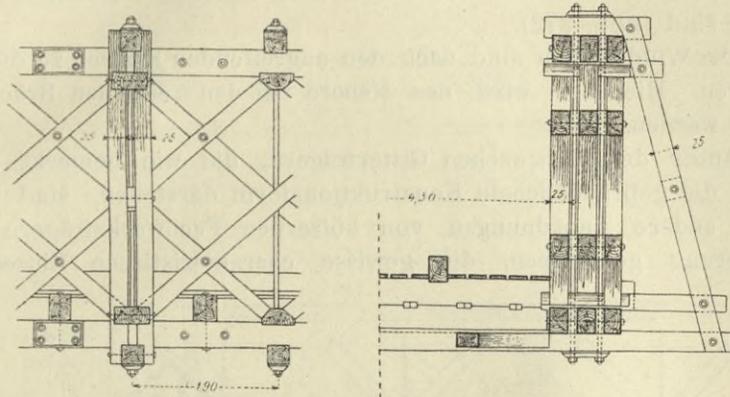


Abb. 270.

beiden Gurtungen. Die Windstrebenkreuze bestehen entweder aus stärkeren Bohlen oder aus Balken, die an der Kreuzung überblattet sind. Sie werden entweder in die Gurtbalken eingelassen, was aber Aus-

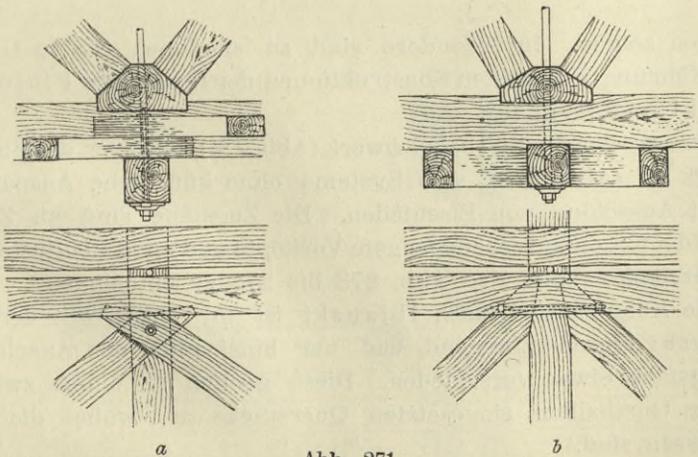


Abb. 271.

föhrungerschwernisse hat (Abb. 271 a), oder durch Versatzung und Verschraubung an Unterzüge oder Querriegel angeschlossen (Abb. 271 b).

Bei größeren Spannweiten und hohen Trägern empfiehlt es sich, die Windverstrebung ebenfalls als Howesches System mit künstlicher Anspannung auszuführen. Wir finden diese Anordnung bei den

größeren amerikanischen Holzbrücken. Durch die Gurtungsbalken gehen horizontale Rundeisenstangen und die Windstreben legen sich an gußeiserne Schuhe, welche in die Gurtbalken mit vertikalen Rippen eingreifen und etwas seitlich von den Knotenpunkten angebracht sind (Abb. 272).

Die Windstreben sind nach den angreifenden Kräften zu dimensionieren. Hierüber wird das Nähere bei den „eisernen Brücken“ gesagt werden.

Außer den Howeschen Gitterträgern, die wie bemerkt noch immer die gebräuchlichste Konstruktionsform darstellen, sind noch einige andere Anordnungen von hölzernen Fachwerkträgern zur Ausführung gekommen, die gewisse charakteristische Einzelaus-

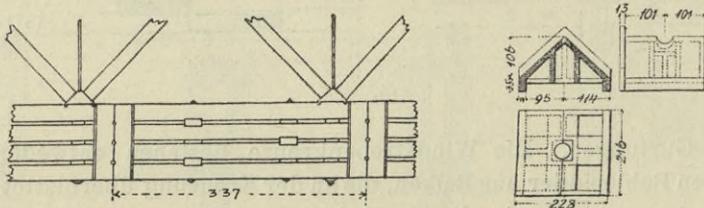


Abb. 272.

bildungen zeigen. Insbesondere sind zu erwähnen die in Galizien zur Ausführung gebrachten Konstruktionen der Ingenieure Pintowski, Ibjanski und Rychter.

Erstere wenden Strebenfachwerk (Abb. 274), letzterer das Ständerfachwerk an (Abb. 275), also Systeme ohne künstliche Anspannung und mit Ausschluß von Eisenteilen. Die Zugstäbe sind als Zangen ausgebildet mit entsprechend langem Vorkopfe und mit Keiladjustierung. Die Einzelheiten sind den Abb. 273 bis 275 zu entnehmen.

Die Konstruktion nach Ibjanski ist im Wesen mit der nach Pintowski übereinstimmend und nur hinsichtlich des Anschlusses der Zugstäbe etwas verschieden. Diese greifen an einem zwischen die vier Gurtbalken eingesetzten Querstücke an, wobei die Keile weggelassen sind.

Bei der Trägerkonstruktion nach Rychter (Abb. 275) bestehen die Gurte an den Enden aus 2, im mittleren Teile aus 4 Balken. Verbindung am Stoße durch Verzahnung im Zuggurte nach Abb. 142.

Die Vertikalen sind doppelte Hängesäulen, die mittels Keile zu adjustieren sind und zwischen den Gurtbalken liegen. Die Druckstreben sind doppelt und legen sich an verzahnte Stemmlötze.

Diese Konstruktionen beschränken zwar den Eisenaufwand auf ein Minimum, erfordern aber dafür mehr Holz und komplizierte Zimmermannsarbeit. Sie werden daher nur dort am Platze sein, wo

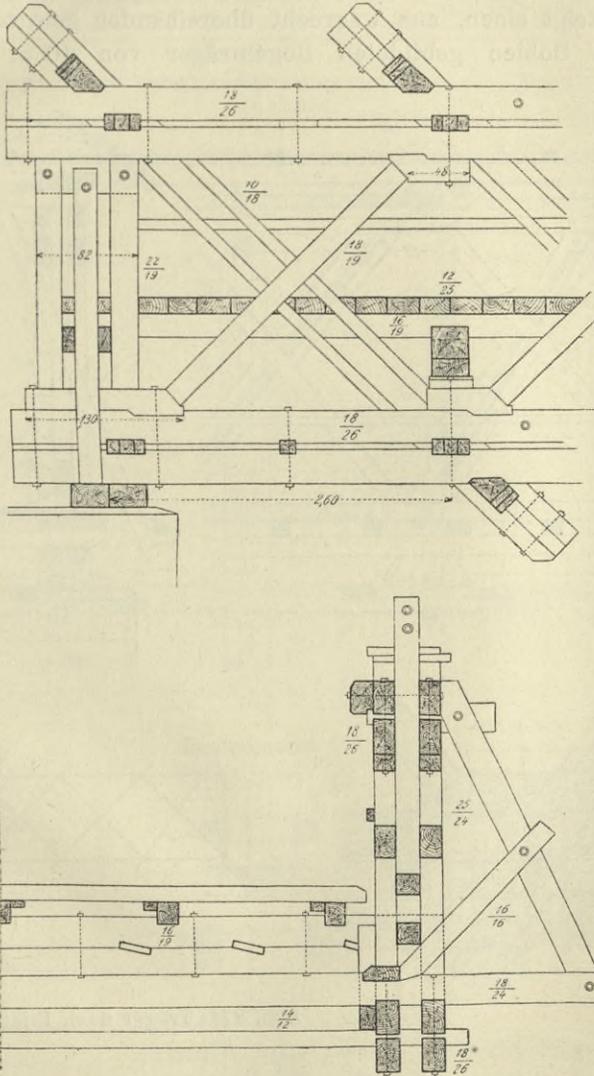


Abb. 273. Träger nach Pintowski.

man mit billigen Holzpreisen und niedrigem Taglohn rechnen kann.

Anderwärts, wo diese Verhältnisse nicht vorliegen, wird man Fachwerkskonstruktionen vorziehen, in welchen die Zugstäbe und



### Eigengewicht der hölzernen Fachwerksbrücken.

Zur angenäherten Bestimmung des Eigengewichtes für die Zwecke der statischen Berechnung oder für überschlägige Kostenermittlung können die nachstehenden Angaben benützt werden.

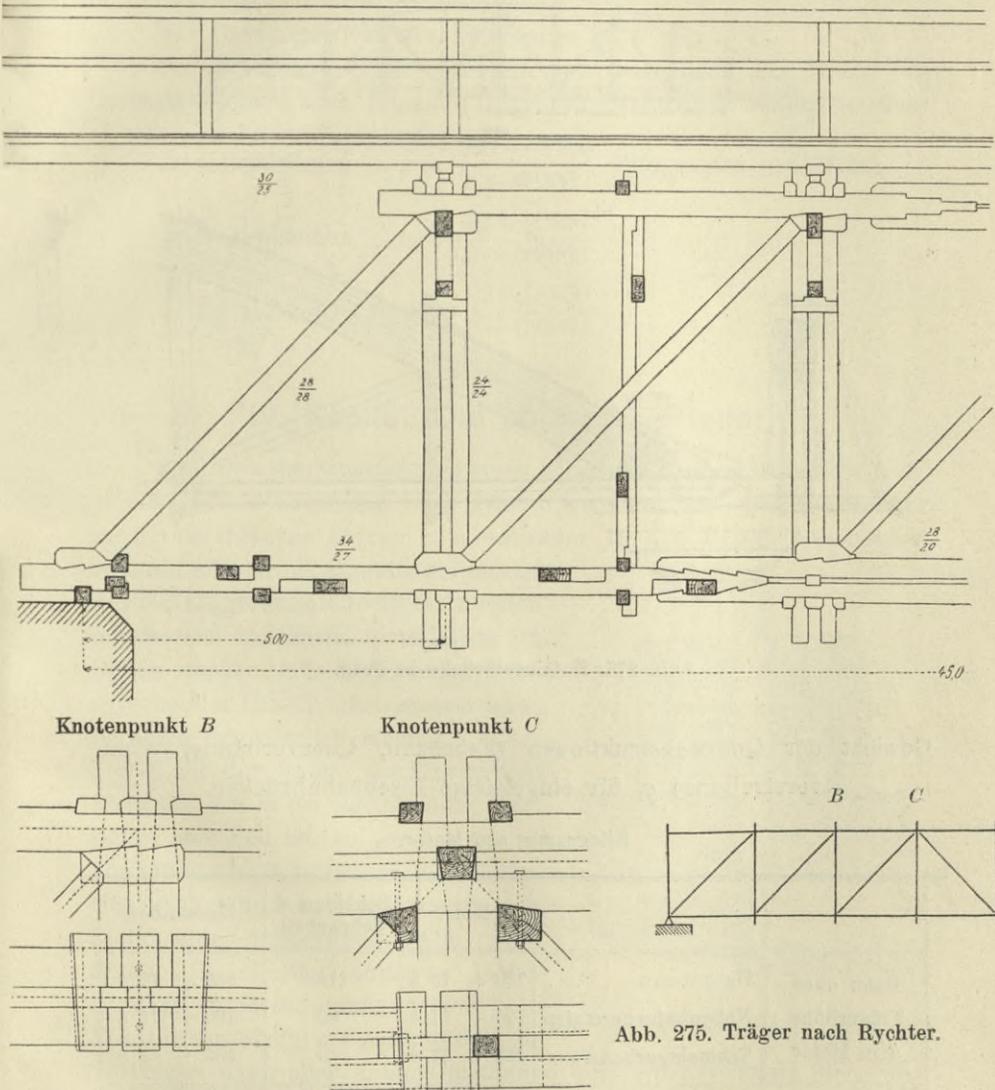


Abb. 275. Träger nach Rychter.

Das Gesamtgewicht des Überbaues  $g$  pro Meter setzt sich zusammen aus dem Gewichte  $g_1$  der Querkonstruktionen (Fahrbahn, Querverbände, Windverstrebung) und dem Gewichte  $g_2$  der Haupt-

träger. Ersteres ist für einen gegebenen Fall nach Projektskizzen ziemlich genau festzustellen; für Eisenbahnbrücken kann man sich aber auch mit nachstehenden Angaben behelfen.

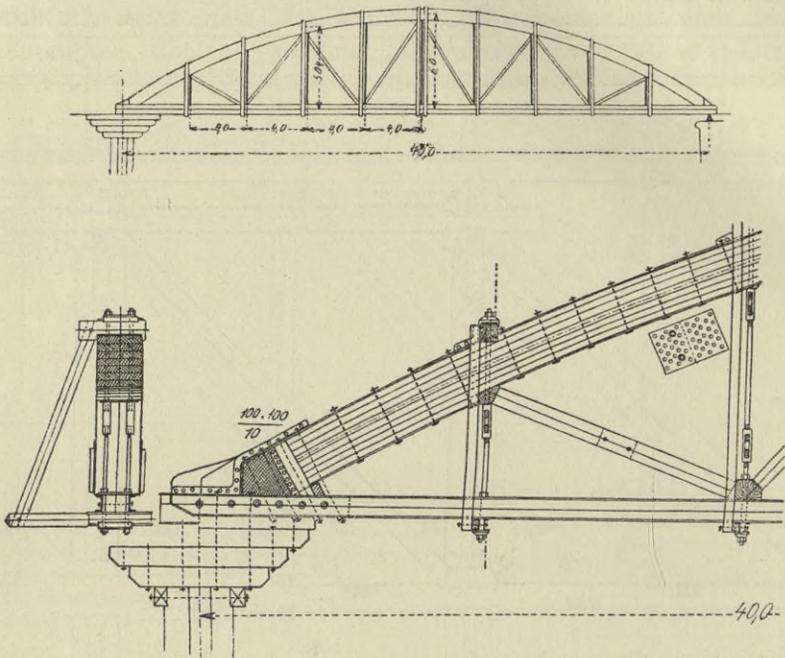


Abb. 276. Hetzinselbrücke in Prag.

Gewicht der Querkonstruktionen (Fahrbahn, Querverbände, Windverstrebung)  $g_1$  für eingleisige Eisenbahnbrücken.

Kilogramm pro Meter.

		Holz	Schienen u. Schrauben	Zusammen
Bahn oben	Hauptbahn . . .	720 + 75 $h$	110	830 + 75 $h$
Trägerhöhe	Nebenbahn normalsp.	700 + 71 $h$	80	780 + 71 $h$
$h$ in Meter	Schmalspurbahn 1 m	465 + 62 $h$	70	535 + 62 $h$
Bahn unten	Hauptbahn . . .	960 + 100 $h$	110	1070 + 100 $h$
Trägerhöhe	Nebenbahn normalsp.	930 + 95 $h$	80	1010 + 95 $h$
$h$ in Meter	Schmalspurbahn 1 m	620 + 83 $h$	70	690 + 83 $h$

Das Gewicht der Hauptträger bestimmt sich näherungsweise aus . . .  $g_2 = \frac{(0.0064 p + 0.006 g_1) l}{1 - 0.006 l}$  kg pro Meter Brückenlänge.

Hierin bezeichnet  $l$  die Stützweite in Metern,  $p$  die Verkehrslast in Kilogramm pro Meter Brückenlänge.

Das Gesamtgewicht des Überbaues ist  $g = g_1 + g_2$ .

Für Eisenbahnbrücken können zur beiläufigen Ermittlung des Gesamtgewichtes auch folgende Durchschnitsformeln benutzt werden:

Für Hauptbahnen	$g = \frac{39 l + 1100}{1 - 0.006 l}$	Kilogramm pro Meter
„ Nebenbahnen	$g = \frac{32 l + 950}{1 - 0.006 l}$	„ „ „
„ Schmalspur (1 m)	$g = \frac{22 l + 700}{1 - 0.006 l}$	„ „ „

#### IV. Kapitel. Die hölzernen Pfeiler.

§ 24. Den Hauptbestandteil eines hölzernen Pfeilers bilden die Jochpfähle, auch Jochständer oder Piloten genannt, das sind runde oder kantig beschlagene Balken, die entweder in den Boden eingerammt oder auf eine Grundschwelle aufgesetzt werden. Eingerammte Jochpfähle sollen mindestens ein Drittel ihrer Länge im Boden stecken, falls die Erzielung entsprechender Tragfähigkeit nicht tieferes Rammen erforderlich macht.

Läßt der Boden ein Einrammen nicht zu, wie es bei Gerölle oder Felsboden der Fall ist, so genügt es, die Jochpfähle bloß seicht in den Boden einzusenken und eine Umbauung mittels Steinkasten anzuordnen (Abb. 277). Solche Steinkästen kommen insbesondere in dem steinigen Bett von Wildbächen häufig zur Anwendung, sie verlangen dann aber unter Umständen eine entsprechende Sicherung durch Vorlage großer Steine oder Verhängung mittels Ketten.

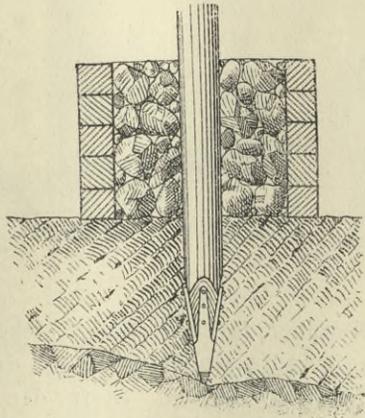


Abb. 277.

Werden die Jochpfähle nicht eingerammt, so müssen sie auf eine Grundschwelle aufgezapft werden. Diese wird bei Bauten von einigermaßen definitivem Charakter auf einen gemauerten Pfeilersockel

aufgelegt, wobei es sich wegen der besseren Trockenhaltung empfiehlt, sie nur auf einzelne Quader unter den Jochständern aufzulagern (Abb. 278).

Bei Bauten von kurzem Bestande, z. B. Gerüstbrücken, mit trocken stehenden Jochen kann die Grundschwelle auch unmittelbar

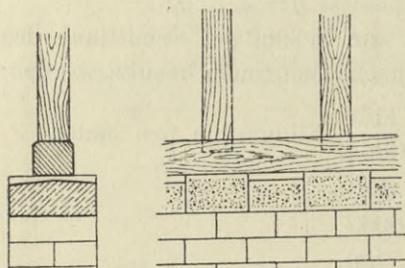


Abb. 278.

auf den Boden gelagert werden.

Die oberste weiche Bodenschicht ist dabei zu entfernen und ein seichter Graben mit wagrechter Sohle auszuheben, der mit Schotter oder Steinschlag ausgefüllt wird. Auf diese Unterlage werden die einfachen oder doppelten Grundschwelle gebettet und darauf die Jochständer aufgezapft (Abb. 279).

Diese Ausführungsweise setzt natürlich eine genügende Tragfähigkeit des Bodens voraus, da sich sonst bedeutende Senkungen ergeben würden.

Ein zweiter Bestandteil eines Joches ist das Kappholz (Abb. 280), auch Holm, Kronschwelle oder Jochschwelle genannt. Dieses bildet den oberen Abschluß des Joches und verbindet die

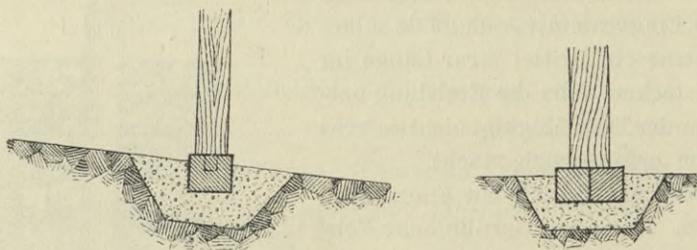


Abb. 279.

einzelnen in einer Reihe stehenden Jochpfähle. Es wird auf letztere aufgezapft, wobei die Höhe der Zapfen etwa gleich der halben Höhe der Schwelle ist. Statt der Zapfen werden auch eiserne Dorne angewendet, die in vorgebohrte Löcher des Kappholzes und des Jochständers passen.

Einen dritten Bestandteil des Joches bilden die Strebepfähle (Abb. 280 und 281), die an den Stirnenden des Joches unter 10 bis 30° schräg eingerammt werden, um dem Joche die Stabilität in seitlicher Richtung zu sichern. Sie werden insbesondere notwendig bei Jochen, die im Wasser stehen, oder auf die wagrechte Seitenkräfte einwirken.

Bei Jochen, die stärkerem Angriffe durch treibende Gegenstände oder Eisgang ausgesetzt sind, wird es notwendig mehrere Strebe-  
pfähle dicht nebeneinander zu schlagen und sie allenfalls noch durch  
einen besonderen, mit Eisen armierten Eispfahl zu verstärken. In  
Flüssen mit starkem Eis-  
gang wird aber dem  
Joch ein besonderer, von  
ihm ganz getrennter Eis-  
brecher vorgesetzt.

Als vierter Bestand-  
teil des Joches sind die  
Gurten oder Zangen  
(Abb. 280) anzuführen;  
das sind horizontale Höl-  
zer, die zur Verbindung  
der Pfähle seitlich an

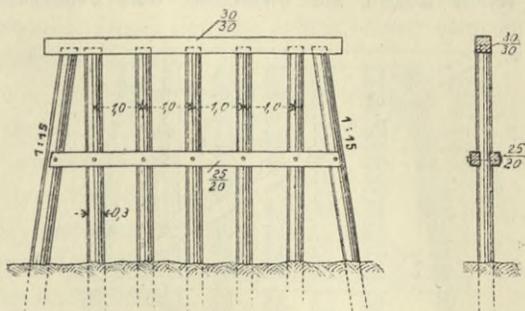


Abb. 280.

diese angeschraubt werden. Solche Gurthölzer sind gewöhnlich in der  
Höhe des Niederwasserspiegels und in Hochwasserhöhe angebracht.

Zu den bereits besprochenen tritt zuweilen noch als fünfter  
Bestandteil eine Verkleidung der Seitenflächen des Joches mit Schal-  
pfosten hinzu (Abb. 281).

Diese Verschalung kommt  
nur bei im Wasser stehenden  
Jochen zur Anwendung, um  
sie vor Beschädigung durch  
schwimmende Gegenstände  
und Eisgang zu schützen  
und wird selbe daher nur  
zwischen Hochwasser- und  
Niederwasserhöhe ausge-  
führt. Die 7 bis 9 cm starken  
Schalpfosten liegen nicht

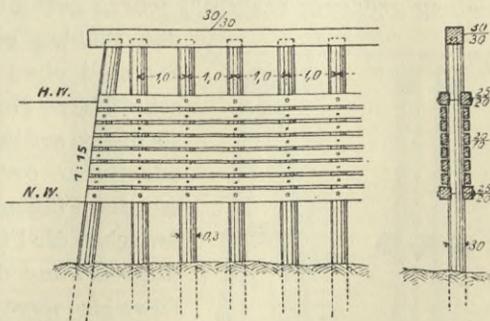


Abb. 281.

dicht, sondern mit Zwischenräumen von etwa 3 bis 10 cm, so daß  
das bei sinkendem Wasserstande heraustretende Joch austrocknen  
kann. Sie werden an den Pfählen durch starke Nägel befestigt. Bei  
starkem Eisgang wird die Verschalung aus stärkeren an die Joch-  
pfähle angeschraubten Halbhölzern gebildet.

Die Zwischenräume zwischen den Schalhölzern sind an den  
Enden des Joches, wenigstens am flußaufwärtigem Ende, durch ein-  
gelegte Pfostenstücke zu schließen. Die Pfosten werden durch Nägel,  
die stärkeren Gurtzangen mit Schrauben an die Jochpfähle befestigt.

Endlich finden sich zuweilen auch noch Streben zur weiteren Versteifung des Joches gegen Horizontalkräfte (Abb. 282) angeordnet. Diese werden bei einfachen Jochen zwischen den Gurtzangen seitlich an die Pfähle angeschraubt und mit diesen überschritten. Bei Doppeljochen liegen sie zwischen den Pfahlreihen. Solche Verstrebungen werden insbesondere bei aufgesetzten Jochen erforderlich.

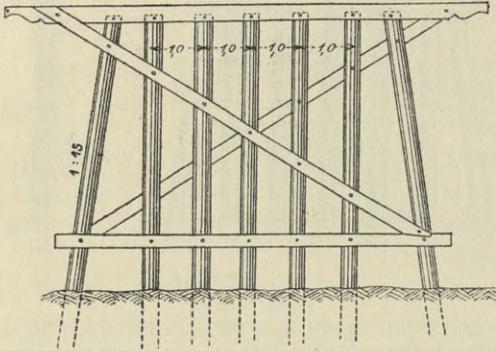


Abb. 282.

ausgeführt. Diese bestehen aus zwei Pfahlreihen, die entweder senkrecht nebeneinander stehen (Abb. 283 a) oder es werden die Pfähle zur Erzielung größerer Stabilität schräg gerammt (Abb. 283 b). Man gibt dabei

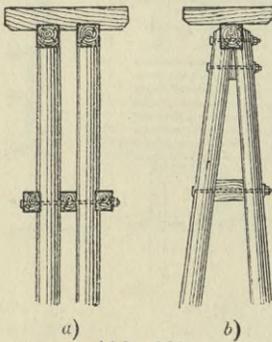


Abb. 283.

den Pfählen eine Neigung von  $\frac{1}{15}$  bis  $\frac{1}{10}$ . Sie sind oben entweder durch einen gemeinschaftlichen Holm in der Art verbunden, daß sie diesen seitlich mit einem Blattzapfen fassen, oder man ordnet zwei Jochholme an, die mit den Pfählen verzapft werden (Abb. 284 a). Zwischen die Pfähle werden keilförmige Klötze eingelegt und durch diese Schrauben gezogen. Zuweilen werden auch bei Doppeljochen je zwei gegenüberliegende Pfähle durch ein kurzes Querkapppholz verbunden, in das sie eingezapft sind, und auf diese die doppelten Jochholme gelegt, die das Auflager für die Tragkonstruktion bilden (Abb. 284 b).

Die gegenüberliegenden Pfähle eines Doppeljoches sind in gewissen Höhenabständen, etwa von 2 bis 2,5 m, durch Riegel zu verbinden. Diese werden entweder einfach angeordnet und mit den Pfählen durch Bänder oder den Riegel der Länge nach durchdringenden Schraubenbolzen verbunden oder sie werden als doppelte Zangen mit den Pfählen verschraubt. Desgleichen ist auch nach der Längsachse des

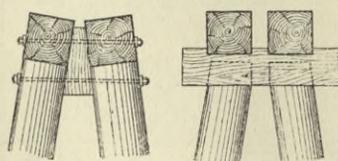
Abb. 25 a zeigt die Konstruktion eines auf einen gemauerten Sockel aufgesetzten, verstrebtten Joches für eine hölzerne Überfahrtsbrücke über einen Eisenbahneinschnitt.

Für größere Spannweiten mit größeren Stützenkräften werden Doppeljoch

Joches eine Verbindung der Pfähle durch Gurthölzer und Zangen zu bewerkstelligen.

Abb. 285 zeigt ein Joch einer Eisenbahnbrücke von etwa 10 bis 15 m Öffnungsweite.

In Abb. 286 ist die Konstruktion der Jochs der provisorischen Rheinbrücke zu Basel dargestellt. Diese Brücke erhielt einen eisernen Überbau aus vier Parallelfachwerksträgern, deren Wahl an Stelle hölzerner Tragkonstruktionen durch den Umstand veranlaßt wurde, daß ihre spätere Verwendung für eine definitive Straßenbrücke II. Kl. in Aussicht genommen war. Das Joch erhielt unter jeder Tragwand vier Rundpfähle mit zwei dazwischen gestellten I-Eisen, die tiefer als die Holzpfähle in den Kies des Flußbettes eingetrieben wurden, um den Jochen einen sicheren Halt zu



a) Abb. 284. b)

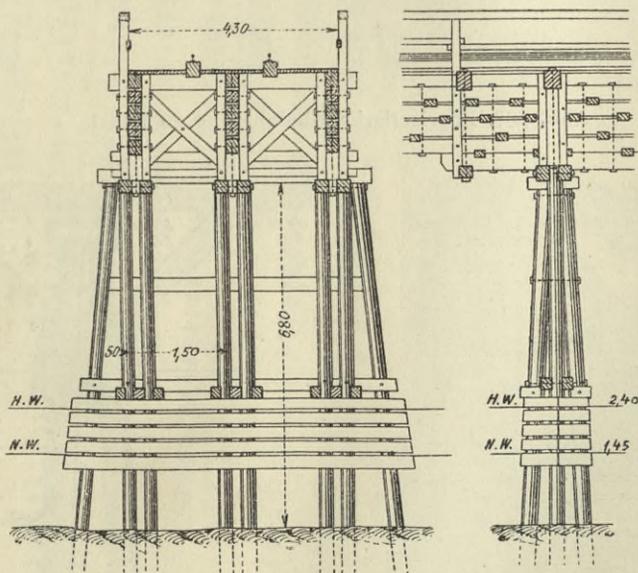


Abb. 285.

geben und sie vor Unterspülung zu wahren. Die Verstrebung der Pfahlgruppen ist aus der Abbildung zu entnehmen.

Bei Sprengwerksbrücken hat das Joch einen Horizontalschub aufzunehmen. Für Eisenbahnbrücken und größere Straßenbrücken werden hier immer mehrfache Pfahlreihen notwendig und wird man

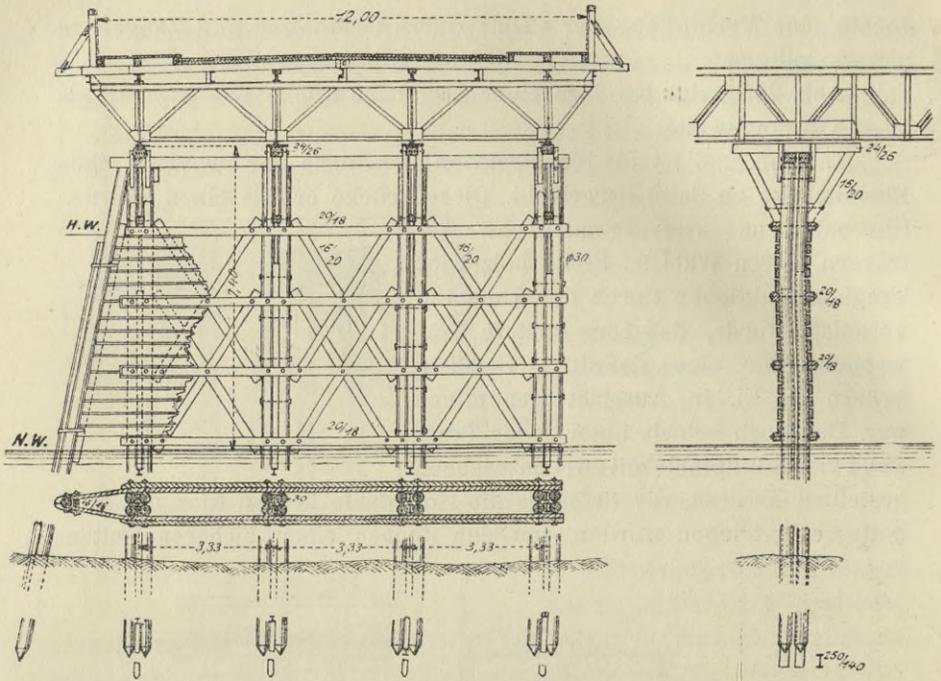


Abb. 286. Provisorische Rheinbrücke zu Basel.

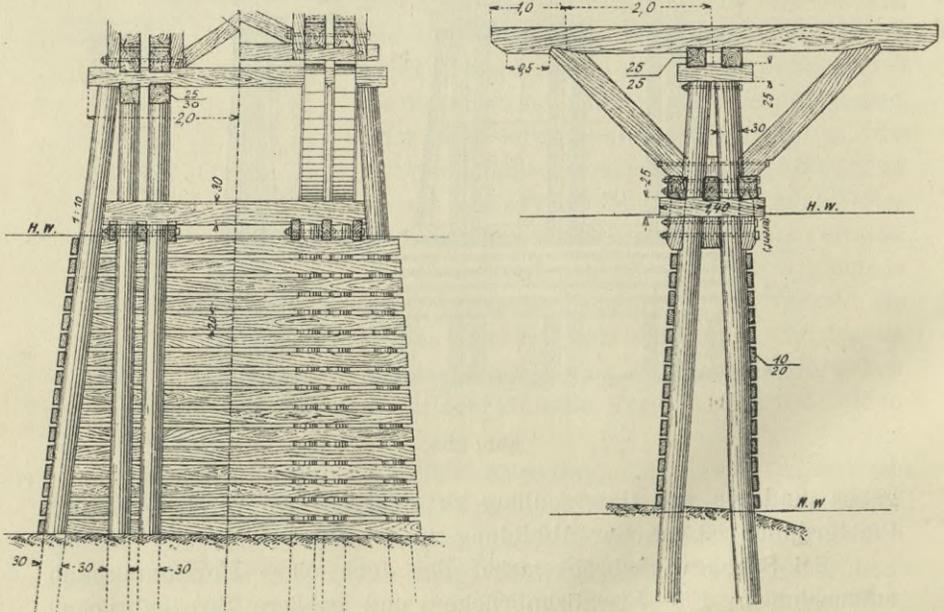


Abb. 287.



einer Reparatur ein einteiliges Joch zu einem zweiteiligen umgestaltet, indem die schadhaften Pfähle in Niederwasserhöhe abgesehritten werden und ein Oberjoch aufgesetzt wird. Bei hohen Jochen kann aber auch

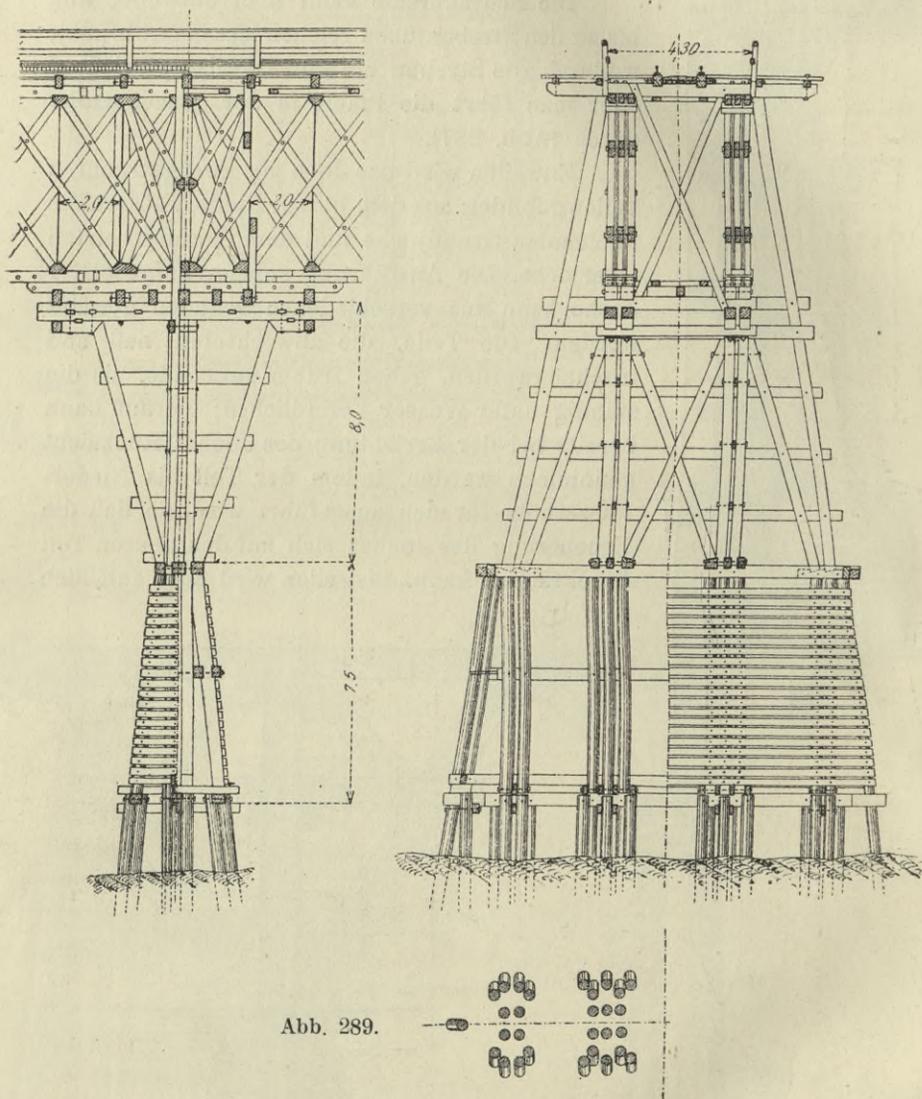


Abb. 289.

die Länge der Pfähle die Zweiteilung des Joches erforderlich machen, oder es kann die Rücksichtnahme auf das leichtere Schlagen der senkrecht gerammten Pfähle des Unterjoches die Wahl dieser Konstruktionsform veranlassen.

Bei stärkerem Eisgang sind jedoch diese geteilten Joche nicht zu empfehlen oder es ist die Teilung über Hochwasserhöhe zu legen. Abb. 289 gibt hiefür ein Beispiel. Die Verbindung der Ständer des Oberjoches mit den Pfählen des Grundjoches muß sehr sorgfältig ausgeführt werden, um ein Abschieben zu verhindern. Sie erfolgt durch verschraubte doppelte Längs- und Querzangen, häufig auch noch durch eiserne Dorne. Weniger sicher ist es mit den Pfählen einen Holm zu verbinden und in diesen die Ständer des Oberjoches zu verzapfen. Das aufgesetzte Joch hat wieder durch Längs- und Querzangen, die das Joch in Etagen von 3 bis 4 m Höhe teilen, die erforderliche Verstrebung zu erhalten.

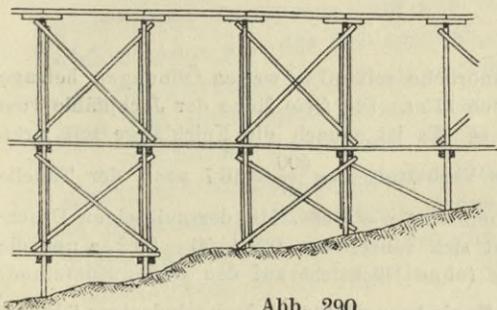


Abb. 290.

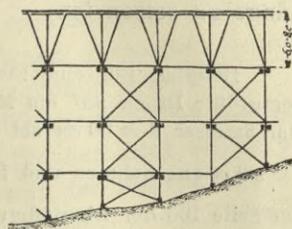


Abb. 291.

Handelt es sich um eine Landbrücke, bei Arbeitsbrücken, Arbeitsgerüsten oder Trestle Works, mit nahe gestellten Jochen, wo der Raum unter der Brücke nicht freigehalten zu werden braucht, so wird man die Joche untereinander verbinden und verstreben. Diese Ausführung empfiehlt sich besonders bei Jochen, deren Pfähle nicht gerammt, sondern bloß auf eine Grundschwelle aufgesetzt werden, oder die eine große Höhe erhalten. Bei solchen Bauwerken werden die Joche verhältnismäßig nahegestellt, sofern es die Anforderungen hinsichtlich des unter der Brücke frei zu haltenden Raumes zulassen, da dann das Tragwerk mit einfachen oder verstärkten Balken ausgeführt werden kann. Die Verbindung der Joche erfolgt durch Längs- und Querzangen und durch Kreuzstreben aus angeschraubten Pfosten oder Halbhölzern. Es genügt jedes zweite Jochfeld zu verstreben (Abb. 290). Durch die durchgehenden Längszangen werden die höheren Joche in Etagen von 6 bis 8 m Höhe unterteilt. Die Jochständer können dann auch in Etagenhöhe gestoßen werden, wobei natürlich auch für den entsprechenden Querverband der Joche durch Querzangen und Andreaskreuze vorzusehen ist. Abb. 291 zeigt die Anordnung einer solchen Gerüstbrücke in schematischer Darstellung.

### Die zulässige Belastung der Jochpfähle.

Für die zulässige Belastung der Jochpfähle kommt in Frage einerseits die Tragfähigkeit der Pfähle mit Rücksicht auf ihre Beanspruchung auf Knickung oder durch exzentrischen Druck und andererseits bei gerammten Pfählen der Bodenwiderstand, der sich dem Eindringen der Pfähle entgegenstellt.

In ersterer Hinsicht bestimmt sich die Tragfähigkeit eines Pfahles nach den auf Seite 102 bis 106 gegebenen Regeln, worin für die Knicklänge eines eingerammten Pfahles 0·7 bis 0·8 seiner freien Länge, bei einem aufgesetzten unverstrebten Jochständer jedoch seine ganze Länge zu setzen ist.

Beispiel. Für eine Eisenbahnbrücke mit 10 *m* weiten Öffnungen betrage der größte Druck auf ein Mitteljoch 115 *t*. Die freie Höhe der Jochpfähle vom Durchmesser  $d = 30$  *cm* sei  $h = 7$  *m*. Es ist sonach die Knicklänge mit zirka  $l = 5·0$  *m* anzunehmen und für das Verhältnis  $\frac{l}{d} = \frac{500}{30} = 16·7$  nach der Tabelle auf Seite 106 der Abminderungskoeffizient  $\eta = 0·584$ . Mit der zulässigen Druckbeanspruchung  $s = 50$  *kg/cm*<sup>2</sup> ergibt sich sonach  $s_k = 0·584 \cdot 50 = 29·2$  *kg* und die zulässige Belastung eines Pfahles (ohne Rücksicht auf den Bodenwiderstand)  $P = \frac{\Pi}{4} d^2 \cdot 29·2 = 707 \cdot 29·2 = 20·6$  *t*. Es sind sonach für das Joch mindestens 6 Pfähle erforderlich.

Werden auf die Jochpfähle durch das Tragwerk auch wagrechte Kräfte übertragen, wie dies bei Anbringung von Kopfstreben oder bei Sprengwerksbrücken der Fall ist, so sind die Pfähle daraufhin zu berechnen. Sie haben nebst der lotrechten Belastung dann auch eine Biegebungsbeanspruchung auszuhalten. Für letztere können gerammte Pfähle als am unteren Ende eingespannt, am oberen Ende frei gestützt, angenommen werden.

Die zulässige Belastung eines Pfahles mit Rücksicht auf den Bodenwiderstand kann auf dreierlei Art ermittelt werden:

1. Auf statischem Wege durch Beobachtung der Eindringungserscheinungen des Pfahles unter der Einwirkung einer stetig wirkenden Druckkraft, also durch eine Probelastung;

2. auf dynamischem Wege, indem die Eindringungserscheinungen des Pfahles unter stoßweiser Einwirkung einer Kraft, d. i. unter den Schlägen der Ramme, beobachtet und dazu benutzt werden, um daraus nach mechanischen Prinzipien im Wege der Rechnung den Eindringungswiderstand zu ermitteln;

3. auf statisch-geometrischem Wege nach dem Verfahren des Ingenieurs Ottokar Stern<sup>1)</sup>, wobei gewisse Beziehungen zwischen der Bodenbeanspruchung auf „Verdrängung“ und den räumlichen Abmessungen des Pfahles dazu benutzt werden, um Rückschlüsse auf jenen Widerstand zu ziehen, welchen der in geometrisch bestimmbarer Weise bereits verdichtete Boden dem weiteren Eindringen des Pfahles entgegensetzt. Es ermöglicht dieses theoretisch gut entwickelte Verfahren die rechnerische Vorausbestimmung der Tragfähigkeit eines Pfahles von bestimmbarer Form und Einrammungstiefe, jedoch ist dazu die Kenntnis gewisser der betreffenden Bodenart eigentümlichen Grundwerte erforderlich.

Am leichtesten und bequemsten ist die Anwendung des ad 2 angeführten Verfahrens, nämlich die Ermittlung des Eindringungswiderstandes aus der Schlagarbeit, und es sind dafür von mehreren Autoren Formeln aufgestellt worden, denen verschiedene aber nur zum Teil zutreffende Voraussetzungen zugrunde liegen.

So nimmt Eytelwein (1820) die Rammkörper als vollkommen unelastisch an und bringt die Formeln für den Stoß starrer Körper in Anwendung. Bezeichnet  $R$  das Gewicht des Rammklotzes,  $Q$  das Pfahlgewicht,  $W$  den Eindringungswiderstand,  $h$  die Fallhöhe des Rammklotzes,  $e$  die Eindringungstiefe beim letzten Schlage, so ist hiernach

$$\frac{R}{R + Q} \cdot R h = (W - R - Q) e$$

woraus

$$W = \frac{R^2}{R + Q} \frac{h}{e} + R + Q \quad \dots \quad (39)$$

Weisbach leitet dagegen unter Annahme vollkommener Elastizität der Rammkörper die Formel ab

$$R h = (W - R - Q) e + \frac{1}{2} W^2 \frac{L}{EF} \quad \dots \quad (40)$$

worin  $L$  die Länge,  $F$  den Querschnitt des Pfahles,  $E$  dessen Elastizitätskoeffizienten bezeichnet.

Das zweite Glied der rechten Gleichungsseite entspricht jenem Teil der Stoßarbeit, welcher durch die elastische Verkürzung des Pfahles aufgezehrt wird.

In Wirklichkeit sind die Rammkörper als unvollkommen elastisch anzusehen. Führt man nach Stern<sup>1)</sup> einen Stoßelastizitätskoeffizienten

---

<sup>1)</sup> Das Problem der Pfahlbelastung von Ingenieur Ottokar Stern, Bau-  
direktor, Berlin, 1908, W. Ernst & Sohn.

$\eta$  ein, welcher zwischen 0 (vollkommen starre Körper) und 1 (vollkommen elastische Körper) gelegen ist, so gelangt man zur allgemeinen Rammformel

$$\frac{R}{(R+Q)^2} \left[ RQ(1+\eta)^2 + (R-\eta Q)^2 \right] h = (W-R-Q)e + \frac{1}{2} W^2 \frac{L}{EF}. \quad (41)$$

Berechnet man nach einer der Formeln 39 bis 41 die Größe des Eindringungswiderstandes  $W$ , so wäre unter Annahme eines Sicherheitsfaktors  $n$  die Pfahlbelastung mit  $P = \frac{1}{n} W$  zuzulassen.

Bezüglich der Anwendung der Formel 41 ist zu bemerken, daß die Annahme des Koeffizienten  $\eta$  allerdings einer gewissen Willkürlichkeit unterliegt, und daß dessen Größe nicht bloß von dem Baustoffe der Rammkörper sondern auch von der kinetischen Energie des Stoßes abhängt. Man muß sich begnügen, dafür einen näherungsweise zutreffenden Mittelwert — für Holzpfähle und gußeiserne Rambären nach Stern etwa  $\eta = 0.25$  — einzuführen. Die Weisbachsche Formel liefert etwas zu große, die Eytelweinsche Formel im allgemeinen zu kleine Werte von  $W$ . Für die Praxis wird sich die Anwendung der einfacheren und größere Sicherheit bietenden Eytelweinschen Formel (39) empfehlen.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

## Anhang.

---



### Tabellen der Biegungs- und Stützenmomente

des frei aufliegenden Trägers auf Grund der für Eisenbahnbrücken nach der österreich. Brückenverordnung vorgeschriebenen Belastungsannahmen.

Tabelle I a.

Bieugungsmomente „M max.“ durch die Verkehrslast nach der Belastungsnorm I

Stützweite „l“ m	Größtes Bieugungsmoment „M max.“ für ein Geleis tm	Wertunterschied f. 1 Meter tm	Stützweite „l“ m	Größtes Bieugungsmoment „M max.“ für ein Geleis tm	Wertunterschied f. 1 Meter tm	Stützweite „l“ m	Größtes Bieugungsmoment „M max.“ für ein Geleis tm	Wertunterschied f. 1 Meter tm
0	0·00		29	809·9	51·8	70	3.665	82
1	5·00	5·00	30	861·7	52·5	71	3.747	84
1·5	7·50		31	914·2	55·4	72	3.831	
2	10·00	7·00	32	969·6	58	73	3.915	85
2·4	12·00		33	1.025	61	74	3.999	
2·5	12·70	8·50	34	1.083	62	75	4.084	86
3	16·95		35	1.144	64	76	4.169	
3·1	17·90	9·50	36	1.206	65	77	4.255	87
3·5	23·10		37	1.268	66	78	4.342	
4	29·60	13·0	38	1.330	68	79	4.429	89
4·5	36·10		39	1.394	69	80	4.516	
5	42·60	16·0	40	1.459	70	81	4.605	90
5·2	45·20		41	1.524	71	82	4.695	
5·3	46·80	16·8	42	1.589	72	83	4.785	92
5·5	50·16		43	1.655	73	84	4.875	
6	58·56	20·0	44	1.723	74	85	4.967	94
6·5	66·96		45	1.791	75	86	5.059	
7	75·36	22·8	46	1.859	76	87	5.151	95
7·5	83·76		47	1.927	77	88	5.243	
7·8	88·8	26·4	48	1.996	78	89	5.337	96
8	92·8		49	2.066	79	90	5.431	
9	112·8	29·2	50	2.136	80	91	5.526	97
10	132·8		51	2.207	81	92	5.621	
11	152·8	33·0	52	2.278	82	93	5.716	98
12	172·8		53	2.350	83	94	5.812	
13	192·8	35·6	54	2.423	84	95	5.909	100
14	215·6		55	2.496	85	96	6.006	
15	242·0	39·5	56	2.570	86	97	6.104	102
16	268·4		57	2.644	87	98	6.202	
17	297·6	44·2	58	2.719	88	99	6.302	103
18	330·6		59	2.795	89	100	6.402	
19	363·6	49·6	60	2.871	90	101	6.502	104
20	399·2		61	2.947	91	102	6.604	
21	438·7	81	62	3.024	92	103	6.706	105
22	478·2		63	3.102	93	104	6.809	
23	517·7	82	64	3.181	94	105	6.912	106
24	561·9		65	3.260	95	106	7.015	
25	611·5	81	66	3.339	96	107	7.119	105
26	661·1		67	3.420	97	108	7.224	
27	710·7	82	68	3.501	98	109	7.329	106
28	760·3		69	3.583	99	110	7.435	
29	809·9		70	3.665	100	111	7.541	

Stützweite „ $l$ “	Größtes Biegemoment „ $M$ max.“ für ein Geleis	Wertunterschied f. 1 Meter	Stützweite „ $l$ “	Größtes Biegemoment „ $M$ max.“ für ein Geleis	Wertunterschied f. 1 Meter	Stützweite „ $l$ “	Größtes Biegemoment „ $M$ max.“ für ein Geleis	Wertunterschied f. 1 Meter
$m$	$tm$	$tm$	$m$	$tm$	$tm$	$m$	$tm$	$tm$
111	7.541	109	122	8.780	116	142	11.228	130
112	7.650		124	9.012		144	11.488	132
113	7.761	111	126	9.250	119	146	11.752	133
114	7.872		128	9.488		148	12.018	
115	7.983		130	9.728	120	150	12.288	135
116	8.094	113	132	9.972	122	152	12.564	138
117	8.207		134	10.218	123	154	12.840	
118	8.320		136	10.466	124	156	13.122	141
119	8.434	114	138	10.718	126	158	13.410	144
120	8.548	116	140	10.972	127	160	13.698	
122	8.780		142	11.228	128			

**Tabelle 1 b**

Stützenmomente „ $St$ “ durch die Verkehrslast nach der Belastungsnorm I.

Belastungslänge „ $l$ “	Größtes Stützenmoment „ $St$ “ für ein Geleis	Wertunterschied für ein Meter	Belastungslänge „ $l$ “	Größtes Stützenmoment „ $St$ “ für ein Geleis	Wertunterschied für ein Meter	Belastungslänge „ $l$ “	Größtes Stützenmoment „ $St$ “ für ein Geleis	Wertunterschied für ein Meter
$m$	$tm$	$t$	$m$	$tm$	$t$	$m$	$tm$	$t$
0	0.0	20	11.1	683.5	106	24	2.634	199
1	20.0		12	778.9		25	2.833	
1.4	28.0	12.6	842.5	26		3.032		
2	49.6	36	13	890.1	119	26.2	3.072	210
2.8	78.4		14	1.009.1		27	3.240	
3	88.8	52	15	1.128.1	144	28	3.450	221
4	140.8		15.2	1.152.0		29	3.660	
4.2	151.2		16	1.267		29.2	3.702	
5	205.6	68	16.2	1.296	160	30	3.878	238
6	273.6		17	1.424		31	4.099	
7	341.6	80	18	1.584	173	31.62	4.236	249
7.47	373.6		19	1.744		32	4.255	
7.5	376.0		20	1.904		32.2	4.327	
8	416.0	93	20.2	1.936	186	33	4.374	249
9	496.0		21	2.074		34	4.574	
9.6	544.0	21.7	2.196	35	4.823			
10	581.2	93	22	2.251	199	35.2	5.072	249
11	674.2		23	2.437		36	5.121	
11.1	683.5	23.2	2.475				5.329	
		24	2.634					

Belastungs- länge „ $\lambda$ “ <i>m</i>	Größtes Stützen- moment „ $S_t$ “ für ein Geleis <i>tm</i>	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$ <i>t</i>	Belastungs- länge „ $\lambda$ “ <i>m</i>	Größtes Stützen- moment „ $S_t$ “ für ein Geleis <i>tm</i>	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$ <i>t</i>	Belastungs- länge „ $\lambda$ “ <i>m</i>	Größtes Stützen- moment „ $S_t$ “ für ein Geleis <i>tm</i>	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$ <i>t</i>
36	5.329		66	14.702		96	27.375	
37	5.589	260	67	15.072	370	97	27.855	480
38	5.849		68	15.442		98	28.335	
38·2	5.901		68·2	15.516		98·2	28.431	
39	6.118	271	69	15.821	381	99	28.824	491
40	6.389		70	16.202		100	29.315	
41	6.660		71	16.583		101	29.806	
41·2	6.714		71·2	16.659		101·2	29.904	
42	6.940	282	72	16.973	392	102	30.306	502
43	7.222		73	17.365		103	30.808	
44	7.504		74	17.757		104	31.310	
44·2	7.560		74·2	17.835		104·2	31.410	
45	7.795		293	75		18.158	403	
46	8.088	76		18.561	106	32.334		
47	8.381	77		18.964	107	32.847		
47·2	8.459	77·2		19.044	107·2	32.949		
48	8.683	304	78	19.376	414	108	33.369	524
49	8.987		79	19.790		109	33.893	
50	9.291		80	20.204		110	34.417	
50·2	9.351		80·2	20.286		110·2	34.521	
51	9.603		315	81		20.626	425	
52	9.918	82		21.051	112	35.484		
53	10.233	83		21.476	113	36.019		
53·2	10.296	83·2		21.561	113·2	36.126		
54	10.557	326	84	21.910	436	114	36.563	546
55	10.883		85	22.346		115	37.109	
56	11.209		86	22.782		116	37.655	
56·2	11.274		86·2	22.869		116·2	37.764	
57	11.544		337	87		23.227	447	
58	11.881	88		23.674	118	38.767		
59	12.218	89		24.121	119	39.324		
59·2	12.285	89·2		24.210	119·2	39.435		
60	12.564	348	90	24.577	458	120	39.890	568
61	12.912		91	25.035		121	40.458	
62	13.260		92	25.493		122	41.026	
62·2	13.329		92·2	25.584		122·2	41.139	
63	13.617		359	93		25.960	469	
64	13.976	94		26.429	124	42.182		
65	14.335	95		26.898	125	42.761		
65·2	14.406	95·2		26.991	125·2	42.876		
66	14.702	370	96	27.375	480	126	43.348	590

Belastungs- länge „ $l$ “	Größtes Stützen- moment „ $St$ “ für ein Geleis	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$	Belastungs- länge „ $l$ “	Größtes Stützen- moment „ $St$ “ für ein Geleis	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$	Belastungs- länge „ $l$ “	Größtes Stützen- moment „ $St$ “ für ein Geleis	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$
126	43.348	590	137·2	50.154	623	149	57.827	667
127	43.938		138	50.662	634	149·2	57.960	
128	44.528		139	51.296		150	58.503	
128·2	44.646		140	51.930		151	59.181	
129	45.127	601	140·2	52·056	645	152	59.859	678
130	45.728		141	52.572		152·2	59.994	
131	46.329		142	53.217		153	60.546	
131·2	46.449		143	53.862	154	61.235		
132	46.939	612	143·2	53.991	656	155	61.924	689
133	47.551		144	54.516		155·2	62.061	
134	48.163		145	55.172		156	62.621	
134·2	48.285		146	55.828	157	63.321		
135	48.784	623	146·2	55.959	667	158	64.021	700
136	49.407		147	56.493		158·2	64.161	
137	50.030		148	57.160		159	64.730	
137·2	50.154		149	57.827	160	65.441		

Tabelle II a

Biegemomente „ $M$  max.“ durch die Verkehrslast nach der Belastungsnorm II.

Stützweite „ $l$ “	Größtes Biegemom- ent „ $M$ max.“ für ein Geleis	Wertunter- schied f. 1 Meter	Stützweite „ $l$ “	Größtes Biegemom- ent „ $M$ max.“ für ein Geleis	Wertunter- schied f. 1 Meter	Stützweite „ $l$ “	Größtes Biegemom- ent „ $M$ “ max. für ein Geleis	Wertunter- schied f. 1 Meter			
									$m$	$tm$	$t$
0	0·00	10·50	6·5	51·45	26·8	18	251·8	38·7			
1	4·00		4·00	7		56·70	10·50		19	278·6	
1·5	6·00		4·70	7·6		63·00	11·90		20	305·4	
2	8·00			8		67·76			21	332·2	
2·1	8·47		7·10	9		79·63	12·36		22	361·6	29·4
2·5	11·31			10		92·02			23	391·0	
3	14·86		8·90	11		106·7	14·68		24	422·5	31·5
3·1	15·75								12	121·5	
3·5	19·95		10·50	13		136·3	14·8		26	488·1	32·8
4	25·20			14		154·4	18·1		27	520·9	
4·5	30·45			15		175·7	21·3		28	553·7	
5	35·70			16		199·3	23·6		29	590·9	
5·5	40·95			17		225·0	25·7		30	629·6	
6	46·20			18		251·8	26·8				
6·5	51·45										

Stützweite „ $l$ “	Größtes Biegemoment „ $M$ max.“ für ein Geleis	Wertunterschied f. 1 Meter	Stützweite „ $l$ “	Größtes Biegemoment „ $M$ max.“ für ein Geleis	Wertunterschied f. 1 Meter	Stützweite „ $l$ “	Größtes Biegemoment „ $M$ max.“ für ein Geleis	Wertunterschied f. 1 Meter
$m$	$tm$	$tm$	$m$	$tm$	$tm$	$m$	$tm$	$tm$
30	629.6	38.7	54	1.746		77	3.185	
31	668.3		55	1.801	55	78	3.257	72
32	707.8	39.5	56	1.856		79	3.329	
33	749.3		57	1.911		80	3.403	
34	790.8	41.5	58	1.967	56			
35	832.3		59	2.024	57	81	3.477	74
36	874.7	42.4	60	2.081		82	3.551	
37	918.9					83	3.625	76
38	963.1		61	2.139	58	84	3.701	77
39	1.007.3	44.2	62	2.197		85	3.778	
40	1.051.5		63	2.256	59	86	3.857	79
		46.5	64	2.317	61	87	3.936	
41	1.098		65	2.380	63	88	4.016	80
42	1.145		66	2.443	64	89	4.096	
43	1.192	47	67	2.507		90	4.177	81
44	1.239		68	2.572	65			83
45	1.286		69	2.638		91	4.260	
46	1.335	49	70	2.704	66	92	4.345	
47	1.385					93	4.430	85
48	1.435		71	2.770		94	4.515	
49	1.485	50	72	2.838	68	95	4.600	
50	1.535		73	2.907		96	4.688	88
			74	2.976	69	97	4.776	
51	1.587	52	75	3.045		98	4.865	89
52	1.639		76	3.114		99	4.956	
53	1.692	53	77	3.185	71	100	5.047	91
54	1.746	54						

Tabelle II b.

Stützenmomente „ $S_t$ “ durch die Verkehrslast nach der Belastungsnorm II

Belastungslänge „ $l$ “	Größtes Stützenmoment „ $S_t$ “ für ein Geleis	Wertunterschied für ein Meter	Belastungslänge „ $l$ “	Größtes Stützenmoment „ $S_t$ “ für ein Geleis	Wertunterschied für ein Meter	Belastungslänge „ $l$ “	Größtes Stützenmoment „ $S_t$ “ für ein Geleis	Wertunterschied für ein Meter
$m$	$tm$	$t$	$m$	$tm$	$t$	$m$	$tm$	$t$
0	0.0		4	117.6		7.65	284.65	
1	16.0	16	5	159.6	42			
1.2	19.2		6	201.6		8	305.3	59
						8.9	358.4	
2	43.2	30	6.88	243.84	48			
2.8	67.2					9	364.6	62
			7	250.2	53	9.4	389.4	
3	75.6	42	7.65	284.65				
4	117.6					10	432.6	72

Belastungs- länge „ $\lambda$ “ <i>m</i>	Größtes Stützen- moment „ $St$ “ für ein Geleis <i>tm</i>	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$ <i>t</i>	Belastungs- länge „ $\lambda$ “ <i>m</i>	Größtes Stützen- moment „ $St$ “ für ein Geleis <i>tm</i>	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$ <i>t</i>	Belastungs- länge „ $\lambda$ “ <i>m</i>	Größtes Stützen- moment „ $St$ “ für ein Geleis <i>tm</i>	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$ <i>t</i>
10	432·6	72	36	3.895·2	188	67·8	11.688·6	309
10·3	454·2		37	4.083·2		68	11.750·4	
10·4	462·0		37·8	4.233·6		69	12.059·4	
11	512·4	84	38	4.273·4	199	70	12.368·4	320
12	602·4		39	4.472·4		70·8	12.615·6	
13	692·4		40	4.671·4		71	12.679·6	
13·2	710·4	90	40·8	4.830·6	210	72	12.999·6	320
14	787·2		41	4.872·6		73	13.319·6	
15	883·2		42	5.082·6		73·8	13.575·6	
15·3	912·0	96	43	5.292·6	221	74	13.641·8	331
16	986·9		43·8	5.460·0		75	13.972·8	
17	1.093·9		44	5.504·8		76	14.303·8	
18	1.200·9	107	45	5.725·8	232	76·8	14.568·6	342
18·3	1.233·0		46	5.946·8		77	14.637·0	
19	1.315·6		46·8	6.123·6		78	14.979·0	
20	1.433·6	118	47	6.170·0	243	79	15.321·0	353
20·98	1.549·3		48	6.402·0		79·8	15.594·6	
21	1.551·9		49	6.654·0		80	15.665·2	
22	1.682·9	131	49·8	6.819·6	254	81	16.018·2	364
23	1.813·9		50	6.868·2		82	16.371·2	
23·7	1.905·6		51	7.111·2		82·8	16.653·6	
24	1.948·2	142	52	7.354·2	265	83	16.726·4	375
25	2.090·2		52·8	7.548·6		84	17.090·4	
26	2.232·2		53	7.599·4		85	17.454·4	
26·7	2.331·6	153	54	7.853·5	276	85·8	17.745·6	386
27	2.377·5		55	8.107·4		86	17.820·6	
28	2.530·5		55·8	8.310·6		87	18.195·6	
29	2.683·5	164	56	8.363·6	287	88	18.570·6	397
29·7	2.790·6		57	8.628·6		88·8	18.870·6	
30	2.839·8		58	8.893·6		89	18.947·8	
31	3.005·8	166	58·8	9.105·6	298	90	19.333·8	408
31·8	3.138·6		59	9.160·8		91	19.719·8	
32	3.174·0		60	9.436·8		91·8	20.028·6	
33	3.351·0	177	61	9.712·8	309	92	20.108·0	419
34	3.528·0		61·8	9.933·6		93	20.505·0	
34·8	3.669·6		62	9.991·0		94	20.902·0	
35	3.707·2	188	63	10.278·0	320	94·8	21.219·6	430
36	3.895·2		64	10.565·0		95	21.301·2	
			64·8	10.794·6		96	21.709·2	
		199	65	10.854·2	331	97	22.117·2	441
			66	11.152·2		97·8	22.443·6	
			67	11.450·2		98	22.527·4	
		210	67·8	11.688·6	342	99	22.946·4	452
						100	23.365·4	

**Tabelle III a**

Biegemomente „*M* max.“ durch die Verkehrslast nach der Belastungsnorm III.

Stützweite „ <i>l</i> “	Größtes Biegemoment „ <i>M</i> max.“ für ein Geleis	Wertunterschied f. 1 Meter	Stützweite „ <i>l</i> “	Größtes Biegemoment „ <i>M</i> max.“ für ein Geleis	Wertunterschied f. 1 Meter	Stützweite „ <i>l</i> “	Größtes Biegemoment „ <i>M</i> max.“ für ein Geleis	Wertunterschied f. 1 Meter
<i>m</i>	<i>tm</i>	<i>tm</i>	<i>m</i>	<i>tm</i>	<i>tm</i>	<i>m</i>	<i>tm</i>	<i>tm</i>
0	0·0		20	254·9		50	1.159	
1	2·25	2·25	21	279·2	24·3	51	1.195	36
1·5	3·375		22	303·5		52	1.232	
1·7	3·825	4·00	23	327·8		53	1.269	37
1·8	4·225		24	353·9		54	1.306	
1·9	4·646	4·21	25	380·0	26·1	55	1.344	38
2	5·067		26	406·1		56	1.382	
2·2	5·909	6·16	27	432·2	27·5	57	1.421	39
2·3	6·525		28	459·7		58	1.460	
2·5	7·875	6·75	29	487·8		59	1.500	40
3	11·25		30	515·9	28·1	60	1.540	
4	18·00		31	544·0		61	1.581	
4·6	22·05	7·50	32	572·1	29·5	62	1.622	41
4·7	22·80	8·83	33	601·6		63	1.663	
5	25·45	8·93	34	631·6		64	1.704	
5·3	38·13		35	661·6	30·0	65	1.746	42
6	36·00		36	691·6		66	1.789	
7	47·25	11·25	37	721·6		67	1.832	43
8	58·50		38	753·4		68	1.875	
9	69·75		39	785·2	31·8	69	1.918	44
10	81·00		40	817·0		70	1.962	
11	92·25	12·05	41	848·8	32·8	71	2.007	45
12	104·3	13·1	42	881·6		72	2.052	
13	117·4	14·7	43	915·3	33·7	73	2.098	46
14	132·1	15·3	44	949·0		74	2.144	
15	147·4	17·6	45	982·3		75	2.190	
16	165·0	20·8	46	1.017	34·3	76	2.237	47
17	185·8	21·9	47	1.052	35	77	2.284	
18	207·7	22·9	48	1.087		78	2.332	48
19	230·6	24·3	49	1.123		79	2.380	
20	254·9		50	1.159	36	80	2.429	49

**Tabelle IIIb**

Stützenmoment „ $S_t$ “ durch die Verkehrslast nach der Belastungsnorm III.

Belastungs- länge „ $l$ “	Größtes Stützen- moment „ $S_t$ “ für ein Geleis	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$	Belastungs- länge „ $l$ “	Größtes Stützen- moment „ $S_t$ “ für ein Geleis	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$	Belastungs- länge „ $l$ “	Größtes Stützen- moment „ $S_t$ “ für ein Geleis	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$
<i>m</i>	<i>tm</i>	<i>t</i>	<i>m</i>	<i>tm</i>	<i>t</i>	<i>m</i>	<i>tm</i>	<i>t</i>
0	0·0		26·5	1.890·0		53·5	5.940·0	
1	9·0	9	27	1.950·0		54	6.033·75	
2	27·0	18	28	2.070·0	120	55	6.221·25	187·5
3	54·0		29	2.190·0		56	6.408·75	
3·5	67·5	27	29·5	2.250·0		56·5	6.502·5	
4	85·5		30	2.313·75		57	6.600·0	
5	121·5	36	31	2.441·25	127·5	58	6.795·0	195
6	157·5		32	2.568·75		59	6.990·0	
7	202·5		32·5	2.632·5		59·5	7.087·5	
8	247·5	45	33	2.700·0		60	7.188·75	
8·5	270·0		34	2.835·0		61	7.391·25	
9	296·25		35	2.970·0	135	62	7.593·75	202·5
10	348·75	52·5	35·5	3.037·5		62·5	7.695·0	
10·64	382·35		36	3.108·75		63	7.800·0	
10·7	386·1		37	3.251·25		64	8.010·0	
11	405·0	63	38	3.393·75	142·5	65	8.220·0	210
11·5	436·5		38·5	3.465·0		65·5	8.325·0	
12	472·5		39	3.540·0		66	8.433·75	
12·5	508·5	72	40	3.690·0		67	8.651·25	
13	549·0		41	3.840·0	150	68	8.868·75	217·5
14	630·0	81	41·5	3.915·0		68·5	8.977·5	
15	720·0		42	3.993·75		69	9.090·0	
16	810·0	90	43	4.151·25		70	9.315·0	
17	900·0		44	4.308·75	157·5	71	9.540·0	225
17·5	945·0		44·5	4.387·5		71·5	9.652·5	
18	993·75		45	4.470·0		72	9.768·75	
19	1.091·25	97·5	46	4.635·0	165	73	10.001·25	232·5
20	1.188·75		47	4.800·0		74	10.233·75	
20·5	1.237·5		47·5	4.882·5		74·5	10.350·0	
21	1.290·0		48	4.968·75		75	10.470·0	
22	1.395·0		49	5.141·25		76	10.710·0	
23	1.500·0	105	50	5.313·75	172·5	77	10.950·0	240
23·5	1.552·5		50·5	5.400·0		77·5	11.070·0	
24	1.608·75		51	5.490·0		78	11.193·75	
25	1.721·25		52	5.670·0		79	11.441·25	
26	1.833·75	112·5	53	5.850·0	180	80	11.688·75	247·5
26·5	1.890·0		53·5	5.940·0				

**Tabelle IVa**

Biegemomente „M max.“ durch die Verkehrslast nach der Belastungsnorm IV.

Stützweite „l“	Größtes Biegemoment „M max.“ für ein Geleis	Wertunterschied f. 1 Meter	Stützweite „l“	Größtes Biegemoment „M max.“ für ein Geleis	Wertunterschied f. 1 Meter	Stützweite „l“	Größtes Biegemoment „M max.“ für ein Geleis	Wertunterschied f. 1 Meter
m	tm	tm	m	tm	tm	m	tm	tm
0	0·0		20	259·0	25·4	50	1.379	
1	2·25	2·25	21	284·4	27·0	51	1.432	53
1·5	3·375	4·00	22	311·4		52	1.485	54
1·7	3·825		23	340·0	28·6	53	1.539	55
1·8	4·225	4·21	24	368·6		54	1.594	57
1·9	4·646		25	397·2	29·2	55	1.651	
2	5·067	6·16	26	426·4		56	1.708	58
2·2	5·909		27	457·6	31·2	57	1.766	
2·3	6·525	6·75	28	489·4		31·8	58	1.826
2·5	7·875		29	521·2	33·0	59	1.886	62
3	11·25	30	554·2	34·1		60	1.948	
4	18·00	7·50	31		588·3	34·9	61	2.010
4·6	22·05		32	623·2	62		2.073	65
4·7	22·80	8·83	33	658·1	35·1	63	2.138	66
5	25·45	8·93	34	693·2		64	2.204	
5·3	28·13		35	729·6	36·4	65	2.270	68
6	36·00	11·25	36	767·6		38·0	66	2.338
7	47·25		37	805·6	67		2.407	
8	58·50	11·77	38	844·4	38·8	68	2.476	71
9	69·75		39	884·3		39·9	69	2.547
10	81·00	12·73	40	925·2	40·9		70	2.619
11	92·77		41	966·1		71	2.691	75
12	105·5	14·2	42	1.007	43	72	2.766	
13	119·7	14·8	43	1.050		73	2.841	
14	134·5		44	1.094	44	74	2.916	77
15	151·1	16·6	45	1.138		75	2.993	78
16	168·3	17·2	46	1.183	45	76	3.071	79
17	187·6	19·3	47	1.230		47	77	3.150
18	210·8	23·2	48	1.279	49	78	3.231	81
19	234·0	25·0	49	1.329		49	79	
20	259·0		50	1.379	50	79	3.312	
						80	3.393	

**Tabelle IVb**

Stützenmomente „ $S_t$ “ durch die Verkehrslast nach der Belastungsnorm IV.

Belastungs- länge „ $\lambda$ “	Größtes Stützen- moment „ $S_t$ “ für ein Geleis	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$	Belastungs- länge „ $\lambda$ “	Größtes Stützen- moment „ $S_t$ “ für ein Geleis	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$	Belastungs- länge „ $\lambda$ “	Größtes Stützen- moment „ $S_t$ “ für ein Geleis	Wertunter- schied für ein Meter $\Sigma P$
0	0·0	9	26	1.914·6	133·4	53	6.672·2	245
1	9·0	18	27	2.048·0	139·6	54	7.212·2	251·2
2	27·0	27	28	2.187·6	145·8	55	7.463·4	257·4
3	54·0	36	29	2.327·2	152	56	7.714·6	263·6
3·5	67·5	45	30	2.473·0	158·2	57	7.972·0	269·8
4	85·5	51·2	31	2.625·0	164·4	58	8.235·6	276
5	121·5	57·4	32	2.777·0	170·6	59	8.499·2	282·2
6	157·5	63·6	33	2.935·2	176·8	60	8.769·0	288·4
7	202·5	69·8	34	3.099·6	183	61	9.045·0	294·6
8	247·5	76	35	3.264·0	189·2	62	9.321·0	300·8
9	298·7	82	36	3.434·6	195·4	63	9.603·2	307
10	356·1	88	37	3.611·4	201·6	64	9.891·6	313·2
11	413·5	94	38	3.788·2	207·8	65	10.180·0	319·4
12	477·1	100	39	3.971·2	214	66	10.474·6	325·6
12·81	533·6	106	40	4.160·4	220·2	67	10.775·4	331·8
13	549·0	112	41	4.349·6	226·4	68	11.076·2	338
14	630·0	118	42	4.545·0	232·6	69	11.383·2	344·2
15	720·0	124	43	4.746·6	238·8	70	11.696·4	350·4
16	810·0	130	44	4.948·2		71	12.009·6	
17	900·0	136	45	5.156·0		72	12.329·0	
18	996·2	142	46	5.370·0		73	12.654·6	
19	1.098·6	148	47	5.584·0		74	12.980·2	
20	1.201·0	154	48	5.804·2		75	13.312·0	
21	1.309·6	160	49	6.030·6		76	13.650·0	
22	1.424·4	166	50	6.257·0		77	13.988·0	
23	1.539·2	172	51	6.489·6		78	14.332·0	
24	1.660·2	178	52	6.728·4		79	14.682·6	
25	1.787·4	184	53	6.967·2		80	15·033·0	
26	1.914·6							



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

S. 61



150

S-96



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-349460

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297570